



**Escola de Engenharia
Universidade do Minho**

ANOMALIAS EM PAREDES DE ALVENARIA SEM FUNÇÃO ESTRUTURAL

Manuel Fernando Paulo Pereira

Orientador: Prof. Doutor J. Barroso Aguiar

Dissertação apresentada na Universidade do
Minho para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

GUIMARÃES

2005

Índice Geral

Resumo	III
Abstract	V
Índice de Texto	VII
Índice de Quadros	XIX
Índice de Figuras	XXVII
Índice de Anexos	XXXIX
Abreviaturas e Siglas	XLI
1. Introdução.....	1
2. Paredes de alvenaria.....	7
3. Caracterização dos constituintes das paredes em alvenaria de tijolo.....	37
4. Paredes em alvenaria de tijolo.....	97
5. Anomalias em paredes de alvenaria.....	133
6. Considerações gerais sobre a estabilidade das alvenarias sem função estrutural.....	163
7. Determinação experimental das características mecânicas de uma parede de tijolo simples	207
8. Avaliação experimental realizada “in situ”	265
9. Análise numérica	287
10. Conclusões e trabalhos futuros.....	313
Referências Bibliográficas	317
Anexos	325

Resumo

Procurou-se no presente trabalho avaliar a estabilidade das paredes de alvenaria de tijolo furado sem função estrutural no que concerne aos estados limites de utilização e aos estados limites últimos, nomeadamente sob os efeitos de acções verticais e horizontais, assim como, analisar sob o ponto de vista das deformações a interacção destas com a estrutura de suporte.

As paredes de alvenaria, sobre as quais este estudo incidiu, foram as paredes simples em alvenaria de tijolo furado, com dois tipos de espessuras, tendo sido considerado para tal o tijolo furado 30x20x11cm e 30x20x15cm, dado tratar-se das paredes mais usadas nas construções, actualmente.

As paredes de alvenaria de tijolo furado escolhidas para o estudo foram caracterizadas sob o ponto de vista de comportamento mecânico, usando dois tipos distintos de argamassa de assentamento dos elementos cerâmicos: uma argamassa de cimento e areia ao traço volumétrico de 1:5 e uma argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia ao traço volumétrico 1:2:9. A razão desta escolha, reside no facto de a primeira argamassa ter uma composição correntemente usada no assentamento das alvenarias de tijolo, sendo a escolha da argamassa mista motivada pela procura de uma argamassa que possa conduzir a uma melhor acomodação da parede às deformações.

Foram realizados ensaios laboratoriais destinados a avaliar, pela via experimental, algumas das principais características mecânicas necessárias para uma correcta verificação da estabilidade das alvenarias. Contudo, algumas características mecânicas das paredes de tijolo foram determinadas de forma teórica, a partir do conhecimento experimental das características mecânicas dos componentes dessas mesmas paredes.

Foram, também, realizados ensaios “in situ” com modelos à escala real, no sentido de comparar o comportamento, em termos de deformações, da parede simples com 11 cm de espessura, usando os dois tipos de argamassa de assentamento.

Realizou-se a análise numérica dos valores obtidos pela via experimental, de forma a serem extrapolados os resultados para casos particulares e analisados alguns pontos singulares das paredes.

Os resultados dos ensaios e da avaliação numérica efectuada, permitiram concluir que os valores da deformação apresentados na regulamentação existente, para estruturas de betão armado, são incompatíveis com a deformabilidade das paredes de alvenaria. Foram, também, estabelecidos os limites dimensionais máximos para painéis de alvenaria de tijolo sujeitos à acção do vento.

Abstract

It was looked in the present work to evaluate the stability of masonry walls of horizontally perforated clay units without structural function in that it concerns to the serviceability limit states and the ultimate limit states, nominated under the effect of vertical and horizontal actions, as well as, to analyze under the point of view of deformations the interaction of these with the support structure.

The masonry walls, on which this study happened, had been the simple walls in masonry of horizontally perforated clay units, with two types of thicknesses, having been considered for such the horizontally perforated clay units 30x20x11cm and 30x20x15cm, because there are the walls most used in the constructions, nowadays.

The masonry walls of horizontally perforated clay units chosen for the study had been characterized under the point of view of mechanical behaviour, using two distinct types of resting mortars of the ceramic elements: a mortar of cement and sand with a volumetric trace of 1:5 and a mixed mortar of cement, air-lime and sand with a volumetric trace of 1:2:9.

The reason of this choice, inhabits in the fact of the first mortar, to have a composition currently used in the resting of the masonry of brick, being the choice of the mixed mortar motivated for the search of a mortar that can lead to one better adaptation of the wall to the deformations.

Laboratory tests had been carried out destined to evaluate, for the experimental way, some of the main necessary mechanical characteristics for one correct verification of the stability of the masonry. However, some mechanical characteristics of the brick walls had been determined of theoretical form, from the experimental knowledge of the mechanical characteristics of the components of these same walls.

They had been, also, carried out tests "in situ" with models at real scale, in the purpose to compare the behaviour, in terms of deformations, of the simple wall with 11cm of thickness, using the two types of resting mortar.

Numerical analysis had been, carried out to got the values of the experimental way, of form to be surpassed the results for cases particular and analyzed some singular points of the walls.

Results of the tests and the numerical evaluation carried out, had allowed to conclude that the presented values of deformation in the existing regulation, for structures of reinforced concrete, are incompatible with the deformation of the masonry walls. They had been, also, established the maximum limits for masonry panels of brick under effect of the wind action.

Índice de Texto

1.	Introdução.....	1
1.1.	Enquadramento do tema	1
1.2.	Âmbito do estudo.....	2
1.3.	Objectivos do estudo	4
1.4.	Estrutura do trabalho	5
2.	Paredes de alvenaria.....	7
2.1.	A importância histórica da alvenaria	7
2.1.1.	Desenvolvimento	7
2.1.2.	Declínio	8
2.1.3.	Renascimento.....	9
2.2.	As paredes de alvenaria na construção dos edifícios antigos em Portugal.....	11
2.2.1.	Caracterização das alvenarias usadas na construção dos edifícios antigos	11
2.2.1.1.	Fundações.....	12
2.2.1.2.	Paredes resistentes	13
2.2.1.3.	Paredes de compartimentação	14
2.2.2.	Dimensionamento e disposições construtivas das alvenarias resistentes antigas	15
2.3.	As paredes de alvenaria na construção actual em Portugal	18
2.3.1.	Importância.....	19
2.3.2.	Soluções estruturais	20
2.4.	Desempenho qualitativo das paredes de alvenaria.....	21
2.5.	Materiais para alvenaria	22
2.5.1.	Elementos.....	22
2.5.1.1.	Blocos de betão	23
2.5.1.2.	Tijolos	25

2.5.2.	Argamassas	27
2.6.	Escolha dos sistemas construtivos.....	28
2.7.	Soluções mais correntes usadas em paredes de alvenarias	29
2.8.	Vantagens competitivas da alvenaria	31
2.9.	Anomalias em alvenarias	32
2.9.1.	O projecto.....	33
2.9.2.	Aspectos de carácter económico.....	33
2.9.3.	Qualidade e mão-de-obra.....	34
2.9.4.	Práticas construtivas	34
3.	Caracterização dos constituintes das paredes em alvenaria de tijolo	37
3.1.	Tijolo cerâmico.....	37
3.1.1.	Matérias-primas.....	37
3.1.2.	Fabrico	38
3.1.2.1.	Pré-preparação	38
3.1.2.2.	Preparação.....	39
3.1.2.3.	Conformação.....	39
3.1.2.4.	Secagem	40
3.1.2.5.	Cozedura.....	41
3.1.2.6.	Embalagem	42
3.1.3.	Caracterização física, química e mecânica do material cerâmico.....	42
3.1.4.	Características mais importantes dos tijolos correntes em Portugal	43
3.1.5.	Tipos de tijolo cerâmico. Normalização	43
3.1.5.1.	Características e ensaios dos tijolos para alvenaria	44
3.1.5.2.	Formatos normalizados do tijolo de barro vermelho para alvenaria	47
3.1.6.	Normalização europeia.....	47
3.1.6.1.	Determinação da resistência à compressão	50

3.1.6.2.	Determinação do volume líquido e percentagem de vazios dos elementos cerâmicos de alvenaria por pesagem hidrostática.....	51
3.1.6.3.	Determinação do teor em sais solúveis activos dos elementos cerâmicos de alvenaria	51
3.1.6.4.	Determinação da absorção de água de tijolos de face-à-vista em água em ebulição	52
3.1.6.5.	Determinação da taxa inicial de absorção de água de elementos cerâmicos de alvenaria	52
3.1.6.6.	Determinação da massa volúmica absoluta seca e da massa volúmica aparente seca dos elementos de alvenaria	53
3.1.6.7.	Determinação das dimensões.....	54
3.1.6.8.	Determinação da expansão por humidade de elementos cerâmicos de alvenaria de furação horizontal de grande dimensão	55
3.1.6.9.	Determinação da resistência ao gelo/degelo de elementos cerâmicos de alvenaria	55
3.1.6.10.	Determinação da absorção de água	56
3.2.	Argamassa de assentamento	56
3.2.1.	Propriedades das argamassas	57
3.2.1.1.	Trabalhabilidade	58
3.2.1.2.	Consistência	58
3.2.1.3.	Capacidade de retenção de água	59
3.2.1.4.	Aderência	59
3.2.1.5.	Resistência à compressão	61
3.2.1.6.	Retracção	61
3.2.1.7.	Durabilidade.....	62
3.2.1.8.	Capacidade de absorver deformações.....	63
3.2.2.	Tipos de argamassas	63
3.2.3.	Caracterização dos constituintes das argamassas	63
3.2.3.1.	Cais de construção	64

3.2.3.2.	Cimento.....	69
3.2.3.3.	Areia.....	76
3.2.3.4.	Água.....	82
3.2.3.5.	Adições	86
3.2.3.6.	Adjuvantes	86
3.2.4.	Normalização	86
3.2.5.	Estudo de uma composição	87
3.2.6.	Composição corrente de uma argamassa	89
3.2.7.	Equipamentos e ferramentas.....	91
3.3.	Acessórios para paredes de alvenaria de tijolo	92
3.3.1.	Ligadores de parede	92
3.3.2.	Ligadores de topo.....	94
3.3.3.	Armaduras das juntas horizontais	95
3.3.4.	Outros acessórios	96
4.	Paredes em alvenaria de tijolo	97
4.1.	Considerações gerais sobre vedações verticais.....	97
4.1.1.	Principais exigências funcionais das vedações verticais	98
4.1.2.	Funções das vedações verticais.....	98
4.1.3.	Classificação das vedações verticais	99
4.1.4.	Terminologia técnica das vedações verticais.....	101
4.1.4.1.	Paredes.....	102
4.1.4.2.	Divisórias leves	102
4.1.4.3.	Painéis pesados de fachada.....	102
4.1.4.4.	Painéis leves de fachada.....	103
4.2.	Classificação das paredes de alvenaria de tijolo	103
4.2.1.	Tipos de classificação	104
4.2.1.1.	Classificação quanto à função	104

4.2.1.2.	Classificação quanto à espessura.....	105
4.2.1.3.	Classificação quanto ao sistema de ligação alvenaria/estrutura.....	105
4.2.1.4.	Classificação quanto ao tipo de exposição	105
4.2.1.5.	Classificação na perspectiva dos EC6 [2] e EC8 [49].....	105
4.3.	Tipos correntes de paredes de alvenaria de tijolo.....	108
4.4.	Situação normativa europeia	108
4.5.	Caracterização dos constituintes das paredes em alvenaria de tijolo	109
4.6.	Exigências funcionais	111
4.6.1.	Estabilidade e resistência mecânica	111
4.6.2.	Segurança ao fogo	114
4.6.3.	Higiene, saúde e ambiente	114
4.6.4.	Segurança na utilização.....	114
4.6.5.	Protecção contra o ruído.....	114
4.6.6.	Economia de energia e retenção do calor.....	114
4.7.	Exigências regulamentares	114
4.7.1.	Exigências de comportamento térmico de acordo com o Regulamento das Características do Comportamento Térmico dos Edifícios.....	114
4.7.2.	Exigências do comportamento acústico de acordo com o RRAE.....	120
4.7.2.1.	Isolamento a sons de condução aérea.....	123
4.7.2.2.	Soluções tipo / isolamentos para situações correntes.....	126
4.7.2.3.	Condicionamento acústico interior	128
4.7.3.	Exigências de comportamento em caso de incêndio de acordo com o RSCIEH [54]	129
5.	Anomalias em paredes de alvenaria	133
5.1.	Introdução	133
5.2.	Fissuras causadas por movimentações térmicas.....	134
5.2.1.	Generalidades	134

5.2.2.	Configurações típicas de fissuração em paredes de alvenaria provocadas por movimentações térmicas.....	136
5.2.2.1.	Lajes de cobertura com vínculo a paredes	136
5.2.2.2.	Movimentações térmicas da estrutura	137
5.2.2.3.	Movimentações térmicas em muros	138
5.3.	Fissuração causada por movimentações higroscópicas.....	140
5.3.1.	Generalidades.....	140
5.3.2.	Configurações típicas de fissuração em paredes de alvenaria provocadas por movimentações higroscópicas.....	141
5.4.	Fissuração causada pela actuação excessiva de cargas	142
5.4.1.	Generalidades.....	142
5.4.2.	Configurações típicas de fissuração em paredes de alvenaria devidas à actuação excessiva de cargas.....	142
5.5.	Fissurações causadas por deformação excessiva da estrutura de suporte das alvenarias	145
5.5.1.	Generalidades.....	145
5.5.2.	Configurações típicas de fissuração em paredes de alvenaria de tijolo por deformação excessiva do suporte	146
5.6.	Fissuras causadas por assentamentos de apoio.....	149
5.6.1.	Generalidades.....	149
5.6.2.	Configurações típicas de fissuração em paredes de alvenaria de tijolo provocadas por assentamentos de apoio	150
5.7.	Fissuras causadas pela retracção de produtos à base de cimento.....	155
5.7.1.	Generalidades.....	155
5.7.2.	Configurações típicas de fissuração em paredes de alvenaria provocadas pela retracção das estruturas de betão armado	156
5.7.3.	Configurações típicas de fissuração em paredes de alvenaria provocadas pela retracção de lajes de betão armado	157
5.7.4.	Configurações típicas de fissuração em paredes de alvenaria provocadas pela retracção de paredes e muros.....	158

5.8.	Considerações Finais	160
6.	Considerações gerais sobre a estabilidade das alvenarias sem função estrutural	163
6.1.	Propriedades mecânicas das alvenarias	163
6.1.1.	Resistência à compressão da alvenaria simples.....	163
6.1.1.1.	Avaliação da resistência característica à compressão, f_k , da alvenaria simples através do EC6 [2]	167
6.1.1.2.	Avaliação da resistência à compressão da alvenaria simples através de expressões empíricas	169
6.1.1.3.	Avaliação da resistência à compressão, f_k , da alvenaria simples por via experimental	171
6.1.2.	Resistência ao corte da alvenaria simples	171
6.1.2.1.	Avaliação da resistência característica ao corte, f_{vk} , da alvenaria simples através do EC6 [2]	171
6.1.2.2.	Avaliação da resistência característica ao corte, f_{vk} , da alvenaria simples por via experimental.....	172
6.1.3.	Resistência à flexão da alvenaria simples.....	172
6.1.3.1.	Avaliação da resistência característica à flexão, f_{xk1} e f_{xk2} , da alvenaria simples através do EC6 [2]	173
6.1.3.2.	Avaliação da resistência característica à flexão, f_{xk1} e f_{xk2} , da alvenaria simples por via experimental.....	173
6.1.3.3.	Avaliação da resistência característica à flexão, f_{xk1} e f_{xk2} , da alvenaria simples através da BS 5628 [46].....	174
6.1.4.	Características de deformação da alvenaria	174
6.1.4.1.	Avaliação do módulo de elasticidade, E, e do módulo de distorção, G, da alvenaria simples através do EC6 [2]	174
6.1.4.2.	Avaliação do módulo de elasticidade, E, da alvenaria simples por via experimental	176
6.1.5.	Fluência, retracção e dilatação térmica.....	176
6.2.	Estabilidade das paredes de alvenaria	177

6.3.	Consideração de acções sobre paredes sem função estrutural	178
6.3.1.1.	Cargas verticais.....	179
6.3.1.2.	Cargas verticais resultantes da interacção parede/estrutura de suporte.....	181
6.3.1.3.	Acções horizontais	187
6.3.1.4.	Efeitos das movimentações térmicas e higroscópicas	191
6.3.1.5.	Cargas fortuitas	192
6.3.2.	Verificação da estabilidade das paredes de alvenaria sem função estrutural ..	193
6.3.2.1.	Parede de alvenaria simples sujeitas a acções verticais.....	193
6.3.2.2.	Parede de contraventamento de alvenaria simples	196
6.3.2.3.	Paredes de alvenaria simples sujeitas a acções laterais	198
6.3.2.4.	Vigas de alvenaria armada sujeitas a acções verticais	203
6.3.2.5.	Vigas-parede de alvenaria armada sujeitas a acções verticais.....	204
7.	Determinação experimental das características mecânicas de uma parede de tijolo simples	207
7.1.	Âmbito da análise experimental	207
7.2.	Objectivos da análise experimental.....	207
7.3.	Avaliação experimental realizada em laboratório	207
7.4.	Avaliação teórico-experimental	207
7.5.	Agregados.....	208
7.5.1.	Análise granulométrica.....	208
7.5.1.1.	Descrição do ensaio.....	208
7.5.1.2.	Resultados	209
7.5.1.3.	Análise de resultados	210
7.5.2.	Determinação da baridade	211
7.5.2.1.	Descrição do ensaio.....	211
7.5.2.2.	Resultados	212
7.5.3.	Determinação da água unitária de molhagem	212

7.6.	Argamassas	213
7.6.1.	Análise da composição das argamassas	214
7.6.1.1.	Argamassa “MO1”	214
7.6.1.2.	Argamassa “MO2”	216
7.6.2.	Determinação da consistência das argamassas frescas. Ensaio da mesa de espalhamento	218
7.6.2.1.	Descrição do ensaio	218
7.6.2.2.	Resultados.....	219
7.6.2.3.	Análise de resultados.....	220
7.6.3.	Determinação do teor de ar das argamassas frescas	220
7.6.3.1.	Descrição do ensaio	220
7.6.3.2.	Resultados.....	221
7.6.3.3.	Análise de resultados.....	221
7.6.4.	Determinação da resistência à flexão das argamassas	222
7.6.4.1.	Descrição do ensaio	223
7.6.4.2.	Resultados.....	224
7.6.4.3.	Análise de resultados.....	226
7.6.5.	Determinação da resistência à compressão das argamassas.....	226
7.6.5.1.	Descrição do ensaio	226
7.6.5.2.	Resultados.....	227
7.6.5.3.	Análise de resultados.....	229
7.7.	Tijolos	230
7.7.1.	Determinação das dimensões.....	230
7.7.1.1.	Descrição do ensaio	230
7.7.1.2.	Resultados.....	231
7.7.1.3.	Análise de resultados.....	234
7.7.2.	Determinação da absorção de água	235
7.7.2.1.	Descrição do ensaio	235

7.7.2.2.	Resultados	236
7.7.2.3.	Análise de resultados	237
7.7.3.	Determinação da resistência à compressão	237
7.7.3.1.	Descrição do ensaio	237
7.7.3.2.	Resultados	238
7.7.3.3.	Análise de resultados	240
7.8.	Provetes tipo “murete” de alvenaria de tijolo	241
7.8.1.	Determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade	241
7.8.1.1.	Descrição do ensaio	241
7.8.1.2.	Resultados	244
7.8.1.3.	Análise de resultados	248
7.8.2.	Determinação da resistência à flexão	249
7.8.2.1.	Descrição do ensaio	249
7.8.2.2.	Resultados	252
7.8.2.3.	Análise de resultados	256
7.9.	Resumo dos resultados da análise experimental	256
7.10.	Análise teórico-experimental	256
7.10.1.	Resistência característica à compressão	258
7.10.1.1.	Resultados	258
7.10.2.	Módulo de elasticidade e módulo de distorção	259
7.10.2.1.	Resultados	259
7.10.3.	Resistência característica ao corte	260
7.10.3.1.	Resultados	262
7.11.	Resumo dos resultados da análise teórico-experimental	262
7.12.	Conclusões	264
8.	Avaliação experimental realizada “in situ”	265
8.1.	Introdução	265

8.2.	Considerações gerais	265
8.3.	Equipamento	267
8.4.	Descrição do ensaio	268
8.5.	Parede tipo “PD11MO1”	270
8.5.1.	Ensaio de carga sobre a parede íntegra	270
8.5.1.1.	Resultados.....	271
8.5.1.2.	Análise dos resultados.....	271
8.5.2.	Ensaio de carga sobre a parede reabilitada.....	275
8.5.2.1.	Resultados.....	276
8.5.2.2.	Análise dos resultados.....	277
8.6.	Parede tipo “PD11MO2”	278
8.6.1.	Ensaio de carga sobre a parede íntegra	278
8.6.1.1.	Resultados.....	279
8.6.1.2.	Conclusões.....	279
8.6.2.	Ensaio de carga sobre a parede reabilitada.....	280
8.6.2.1.	Resultados.....	282
8.6.2.2.	Análise de resultados.....	282
8.7.	Conclusões.....	284
9.	Análise numérica	287
9.1.	Introdução	287
9.2.	Acções verticais.....	287
9.2.1.	Casos particulares	287
9.2.1.1.	Simulação numérica da parede “PD11MO1”	288
9.2.1.2.	Simulação numérica da parede “PD11MO1” com abertura tipo “Janela”.....	289
9.2.1.3.	Simulação numérica da parede “PD11MO1” com abertura tipo “Porta”.....	290
9.2.2.	Pontos singulares	292
9.2.3.	Consideração do efeito de arco entre os apoios	294

9.2.4.	Análise dos resultados	297
9.3.	Acções horizontais	297
9.3.1.	Considerações gerais.....	298
9.3.2.	Análise numérica da parede dupla segundo o EC6 [2]	298
9.3.3.	Simulação numérica da parede “PD15MO1”	304
9.3.4.	Simulação numérica da parede “PD15MO1” com abertura tipo “Janela”	306
9.3.5.	Simulação numérica da parede “PD15MO1” com abertura tipo “Porta”	308
9.3.6.	Comprimento máximo de um pano de parede.....	310
9.3.7.	Análise de resultados	311
10.	Conclusões e trabalhos futuros.....	313
10.1.	Conclusões	313
10.2.	Trabalhos futuros	315

Índice de Quadros

1. Introdução.....	1
Quadro 1.1: Exemplos de deformações admissíveis para estruturas	2
Quadro 1.2: Resultados do inquérito relativo à composição das paredes de tijolo.	3
Quadro 1.3: Resultados do inquérito relativo à composição das juntas de assentamento.	4
2. Paredes de alvenaria.....	7
Quadro 2.1: Extracto do capítulo III do RGEU [7]	15
Quadro 2.2: Espessura de paredes de pedra ou de tijolo (não incluídos rebocos e guarnecimentos) a que se refere o artigo 25.º do RGEU [7].....	16
Quadro 2.3: Espessura de paredes de alvenaria segundo regras antigas da Câmara Municipal de Lisboa.....	16
Quadro 2.4: Aplicação de argamassas em alvenarias [8].....	17
Quadro 2.5: Principais exigências funcionais das paredes de alvenaria e desempenho esperado	22
Quadro 2.6: Características mais importantes dos blocos de betão correntes em Portugal...24	
Quadro 2.7: Situação normativa do CEN/TC 125 para blocos de betão para alvenaria.....	26
3. Caracterização dos constituintes das paredes em alvenaria de tijolo.....	37
Quadro 3.1: Características do material cerâmico [14]	42
Quadro 3.2: Características mais importantes dos tijolos correntes em Portugal [14].....	43
Quadro 3.3: Classes de resistência mecânica segundo a NP 80 [15].....	45
Quadro 3.4: Classificação da durabilidade segundo a NP 80 [15]	46
Quadro 3.5: Dimensões segundo a NP 834 [16]	47
Quadro 3.6: Características e tolerâncias previstas na norma EN 771-1 [19]	48
Quadro 3.7: Legenda do quadro 3.6.....	49
Quadro 3.8: Categorias em função do teor em sais solúveis indicadas no quadro 3.7	49

Quadro 3.9: Normas Portuguesas aplicáveis à cal de construção.....	64
Quadro 3.10: Classificação das cals de construção de acordo com a normalização europeia [32]	65
Quadro 3.11: Resistência à compressão de cal hidráulica e cal hidráulica natural (NP EN 459-1 [31])	65
Quadro 3.12: Normas ASTM aplicáveis à cal de construção.....	66
Quadro 3.13: Normas BS aplicáveis para cal de construção.....	66
Quadro 3.14: Características principais da cal hidratada [14]	67
Quadro 3.15: Características principais da cal hidráulica [14].....	69
Quadro 3.16: Normas Portuguesas aplicáveis ao cimento	74
Quadro 3.17: Composição percentual padrão dos diversos tipos de cimentos (NP EN 197-1 [35])	75
Quadro 3.18: Valores especificados para as propriedades químicas dos cimentos e métodos de ensaio	76
Quadro 3.19: Características principais do cimento Portland composto CEM II da classe 32.5N.....	77
Quadro 3.20: Especificações do LNEC aplicáveis às areias	77
Quadro 3.21: Normas Portuguesas aplicáveis às areias	78
Quadro 3.22: Características e verificação da conformidade dos agregados	79
Quadro 3.23: Limites granulométricos para a areia natural do tipo G a utilizar em argamassas de assentamento de alvenaria, segundo a BS 1200 [39]	80
Quadro 3.24: Limites granulométricos para a areia natural do tipo S a utilizar em argamassas de assentamento de alvenaria, segundo a BS 1200 [39]	81
Quadro 3.25: Limites granulométricos para a areia natural a utilizar em argamassas de assentamento de alvenaria, segundo a ASTM C144 [40].....	81
Quadro 3.26: Normas Portuguesas aplicáveis à água usada no fabrico de argamassas	83
Quadro 3.27: Especificações do LNEC aplicáveis à água usada no fabrico de argamassas.	83
Quadro 3.28: Características, documentos normativos e exigências das águas para amassadura	85

Quadro 3.29: Teores máximos de impurezas. Teores máximos admissíveis na água de amassadura, g/l.....	85
Quadro 3.30: Limites das substâncias nocivas na água de amassadura segundo a Comissão Permanente de Betão CPC14	86
Quadro 3.31: Normas previstas na norma de especificação EN 998-2: 2003 “Specification for mortar for masonry. Part 2: Masonry mortar”	87
Quadro 3.32: Definição das classes de resistência das argamassas de assentamento segundo o EC6 [2] e traços volumétricos propostos.....	90
Quadro 3.33: Traços volumétricos de argamassas de assentamento (cimento : cal hidratada : areia), segundo a BS 5628 [46], resistências esperadas e correspondência com as classes previstas no EC6 [2]	90
Quadro 3.34: Dosagens para argamassas, em volume [47]	91
Quadro 3.35: Guia para a selecção de argamassas para alvenaria ^A [47]	91
4. Paredes em alvenaria de tijolo.....	97
Quadro 4.1: Relação entre edifícios, subsistema, elementos de construção e componentes [3].....	97
Quadro 4.2: Peso médio e consumos correntes de paredes de tijolo furado [14]	108
Quadro 4.3: Situação normativa do CEN/TC 125 para paredes de alvenaria	109
Quadro 4.4: Diferentes materiais e acessórios constituintes de uma parede de alvenaria de tijolo	110
Quadro 4.5: Diferentes materiais e acessórios constituintes de uma parede de alvenaria de tijolo (cont.)	111
Quadro 4.6: Resistências térmicas superficiais de acordo com o RCCTE [51].....	115
Quadro 4.7: Coeficientes de transmissão térmica de referência K (W/m ² .°C) [51].....	116
Quadro 4.8: Coeficientes de transmissão térmica máximos admissíveis K (W/m ² .°C) [51]..	117
Quadro 4.9: Edifícios habitacionais e mistos – Índices de isolamento sonoro a sons de condução aérea, entre o exterior do edifício e quartos ou zonas de estar dos fogos.....	121
Quadro 4.10: Edifícios habitacionais e mistos – Índices de isolamento sonoro a sons de condução aérea, entre compartimentos de um fogo (emissão) e quartos ou zonas de estar de outros fogos (recepção)	121

Quadro 4.11: Edifícios comerciais, industriais ou de serviços – Índices de isolamento sonoro a sons de condução aérea, entre o exterior e os compartimentos interiores	121
Quadro 4.12: Edifícios escolares – Índices de isolamento sonoro a sons de condução aérea, entre o exterior e os compartimentos interiores	122
Quadro 4.13: Edifícios escolares - Índices de isolamento sonoro a sons de condução aérea, entre locais do edifício	122
Quadro 4.14: Edifícios hospitalares – Índices de isolamento sonoro a sons de condução aérea, entre o exterior e compartimentos interiores	122
Quadro 4.15: Edifícios hospitalares – Índices de isolamento sonoro a sons de condução aérea, entre locais do edifício	123
Quadro 4.16: Soluções construtivas correntes em alvenarias de tijolo / Índices de redução sonora.....	128
Quadro 4.17: Exigências regulamentares de resistência ao fogo para paredes de alvenaria	130
Quadro 4.18: Espessura mínima de paredes face às exigências contra incêndios	131
5. Anomalias em paredes de alvenaria.....	133
6. Considerações gerais sobre a estabilidade das alvenarias sem função estrutural.....	163
Quadro 6.1: Relação entre traços correntes de argamassa e a classe de resistência [76]..	169
Quadro 6.2: Resistência característica à flexão, f_{xk1} e f_{xk2} , da alvenaria (N/mm ²) [82]	175
Quadro 6.3: Propriedades que caracterizam a deformação da alvenaria realizada com argamassa convencional	177
7. Determinação experimental das características mecânicas de uma parede de tijolo simples	207
Quadro 7.1: Granulometria do agregado.....	209
Quadro 7.2: Determinação da água de molhagem do agregado.....	213
Quadro 7.3: Valores unitários da água de molhagem, para vários valores de N	213
Quadro 7.4: Caracterização dos constituintes das argamassas.....	214

Quadro 7.5: Composição em volume e em peso da argamassa “MO1”.....	214
Quadro 7.6: Composição em volume e em peso da argamassa “MO2”.....	216
Quadro 7.7: Resultados obtidos no ensaio de espalhamento para argamassa “MO1”	219
Quadro 7.8: Resultados obtidos no ensaio de espalhamento para argamassa “MO2”	220
Quadro 7.9: Resultados obtidos no ensaio para a determinação do teor de ar da argamassa “MO1”	222
Quadro 7.10: Resultados obtidos no ensaio para a determinação do teor de ar da argamassa “MO2”	222
Quadro 7.10: Resultados obtidos no ensaio para a determinação resistência à flexão da argamassa “MO1”	225
Quadro 7.11: Resultados obtidos no ensaio para a determinação resistência à flexão da argamassa “MO2”	225
Quadro 7.12: Resistência média à flexão da argamassa “MO1”	226
Quadro 7.13: Resistência média à flexão da argamassa “MO2”	226
Quadro 7.14: Resultados obtidos no ensaio para a determinação da resistência à compressão da argamassa “MO1”	228
Quadro 7.15: Resistência média à compressão da argamassa “MO1”	228
Quadro 7.16: Resultados obtidos no ensaio para a determinação resistência à compressão da argamassa “MO2”	229
Quadro 7.17: Resistência média à compressão da argamassa “MO2”	229
Quadro 7.18: Dimensões médias do comprimento, largura e altura do tijolo 30x20x11 cm .	231
Quadro 7.19: Dimensões médias dos septos exteriores e interiores do tijolo 30x20x11 cm	232
Quadro 7.20: Percentagem de furos do tijolo 30x20x11 cm	232
Quadro 7.21: Dimensões médias do comprimento, largura e altura do tijolo 30x20x15 cm .	233
Quadro 7.22: Dimensões médias dos septos exteriores e interiores do tijolo 30x20x15 cm	233
Quadro 7.23: Percentagem de furos do tijolo 30x20x15 cm	234
Quadro 7.24: Análise comparativa entre os resultados obtidos e os valores definidos pelo EC6 [2] e DNA [101].....	234
Quadro 7.25: Resultados do ensaio de determinação da absorção de água para tijolos 30x20x11 cm.....	236

Quadro 7.26: Resultados do ensaio de determinação da absorção de água para tijolos 30x20x15 cm	236
Quadro 7.27: Resultados do ensaio de determinação da resistência à compressão para tijolos 30x20x11 cm	239
Quadro 7.28: Resultados do ensaio de determinação da resistência à compressão para tijolos 30x20x15 cm	240
Quadro 7.29: Determinação da resistência à compressão normalizada, f_b , e o coeficiente de variação da amostra	240
Quadro 7.30: Definições geométricas dos provetes “murete” tipo “PM11MO1”	247
Quadro 7.31: Determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade dos provetes “murete” tipo “PM11MO1”	247
Quadro 7.32: Definições geométricas dos provetes “murete” tipo “PM11MO2”	247
Quadro 7.33: Determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade dos provetes “murete” tipo “PM11MO2”	248
Quadro 7.34: Determinação da resistência à flexão, f_{x1} .Provetes “murete” tipo “PM11MO1”	253
Quadro 7.35: Determinação da resistência à flexão, f_{x2} .Provetes “murete” tipo “PM11MO1”	253
Quadro 7.36: Determinação da resistência à flexão, f_{x1} .Provetes “murete” tipo “PM11MO2”	253
Quadro 7.37: Determinação da resistência à flexão, f_{x2} .Provetes “murete” tipo “PM11MO2”	254
Quadro 7.38: Determinação da resistência à flexão, f_{x1} .Provetes “murete” tipo “PM15MO1”	254
Quadro 7.39: Determinação da resistência à flexão, f_{x2} .Provetes “murete” tipo “PM15MO1”	254
Quadro 7.40: Determinação da resistência à flexão, f_{k1} .Provetes “murete” tipo “PM15MO2”	254
Quadro 7.41: Determinação da resistência à flexão, f_{x2} .Provetes “murete” tipo “PM15MO2”	255
Quadro 7.42: Determinação da resistência característica à flexão, f_{xk}	255

Quadro 7.43: Resumo das características mecânicas determinadas em laboratórios	257
Quadro 7.44: Resistência característica à compressão.....	258
Quadro 7.45: Módulo de elasticidade	259
Quadro 7.46: Módulo de distorção	259
Quadro 7.47: Resistência característica ao corte das paredes tipo “PM11MO1” e “PM11MO2”	262
Quadro 7.48: Resistência característica ao corte das paredes tipo “PM15MO1” e “PM15MO2”	263
Quadro 7.49: Principais características mecânicas obtidas por análise teórico-experimental para a alvenaria	263
8. Avaliação experimental realizada “in situ”	265
Quadro 8.1: Valores significativos obtidos no ensaio relativos à força e aos deslocamentos. Parede íntegra “PD11MO1”.....	272
Quadro 8.2: Valores significativos obtidos no ensaio relativos à força e aos deslocamentos. Parede reabilitada “PD11MO1”	277
Quadro 8.3: Valores significativos obtidos no ensaio relativos à força e aos deslocamentos. Parede íntegra “PD11MO2”.....	281
Quadro 8.4: Parede reabilitada, “PD11MO2”. Valores significativos obtidos no ensaio relativos à força e aos deslocamentos.....	283
9. Análise numérica	287
Quadro 9.1: Deformações significativas obtidas por via experimental e por via numérica. Parede íntegra, “PD11MO1”.....	288
Quadro 9.2: Deformações significativas obtidas por via numérica para a parede “PD11MO1”, com abertura tipo “Janela”.....	290
Quadro 9.3: Deformações significativas obtidas por via numérica para a parede “PD11MO1”, com abertura tipo “Porta”.....	291
Quadro 9.4: Determinação do comprimento máximo de uma parede de alvenaria em função da acção vento.....	310

10. Conclusões e trabalhos futuros..... 313

Índice de Figuras

1. Introdução.....	1
2. Paredes de alvenaria.....	7
Figura 2.1: Pirâmide do Antigo Egipto	7
Figura 2.2: Mosteiro da Batalha.....	8
Figura 2.3: Edifício Central Parque Lapa, em São Paulo [3].....	9
Figura 2.4: Edifício de serviços em King Street – Londres, executado em alvenaria armada [4].....	10
Figura 2.5: Caixa Geral de Depósitos – Avis – Vista do Alçado Principal [5]	11
Figura 2.6: Fundação directa corrente [6].....	13
Figura 2.7: Estrutura da caixa de escada em edifício pombalino [6].....	14
Figura 2.8: Síntese aproximada da evolução das paredes exteriores em Portugal.....	19
Figura 2.9: Peso relativo dos vários tipos de obras em Portugal [9]	20
Figura 2.10: Comparação das soluções estruturais usadas em alguns países europeus [9] .	21
Figura 2.11: Exemplo de elementos de reduzida aplicação em Portugal.....	23
Figura 2.12: Anomalias em edifícios [9].....	33
Figura 2.13: Anomalias mais frequentes em paredes exteriores [9]	33
Figura 2.14: Situações potenciadoras de anomalias em alvenarias. Pontos singulares mal executados [9].....	35
Figura 2.15: Situações potenciadoras de anomalias em alvenarias. Construção das alvenarias ao ritmo da estrutura [9]	35
3. Caracterização dos constituintes das paredes em alvenaria de tijolo.....	37
Figura 3.1: Tijolos cerâmicos [18].....	37
Figura 3.2: Processo de fabrico [18].....	39
Figura 3.3: Tijolos crus à saída da mesa de corte [18]	40

Figura 3.4: Cozedura e embalagem [18]	42
Figura 3.5: Diferentes tipos de tijolos cerâmicos	44
Figura 3.6: Diferentes formatos segundo a NP 384 [16, 20].....	47
Figura 3.7: Tijolo colocado na máquina de compressão para realização do ensaio segundo a norma NP EN 772-1 [20, 21].....	50
Figura 3.8: Pesagem hidrostática segundo a norma NP EN 772-3 de um tijolo [20, 22].....	51
Figura 3.9: Aspecto geral dos utensílios usados na análise do teor em sais solúveis segundo a norma EN 772-5 [20, 23].....	52
Figura 3.10: Aspecto geral do ensaio de determinação da absorção de água por imersão segundo a norma NP EN 772-7 [20, 24]	52
Figura 3.11: Aspecto geral do ensaio de determinação da absorção de água por capilaridade segundo a norma NP EN 772-11 [20, 25]	53
Figura 3.12: Aspecto de uma das fases do ensaio referente à determinação da massa volúmica segundo a norma NP EN 772-13 [20, 26].....	54
Figura 3.13: Determinação das dimensões de um tijolo [20, 27]	54
Figura 3.14: Aspecto do ensaio de determinação da expansão por humidade segundo a norma EN 772-19 [20, 28].....	55
Figura 3.15: Aspecto do ensaio de determinação da resistência ao gelo e degelo, segundo a norma EN 772-22 [20, 29].....	56
Figura 3.16: Mecanismo de aderência [10]	60
Figura 3.17: Aderência deficiente devida à fraca absorção e grande irregularidade do elemento [10].....	60
Figura 3.18: Aderência deficiente devido a absorção excessiva [10]	60
Figura 3.19: Produção de cimento (via seca)	71
Figura 3.20: Empolamento das areias com o teor em água, para diversos módulos de finura, Mf	82
Figura 3.21: Equipamento mecânico para fabrico de argamassas - Betoneira basculante [14]	92
Figura 3.22: Equipamento mecânico para fabrico de argamassas - Misturadora de eixo vertical [14]	92

Figura 3.23: Exemplos de grampos metálicos de ligação entre paredes [14]	93
Figura 3.24: Exemplos de grampos aplicáveis em paredes já executadas [14]	94
Figura 3.25: Exemplo de ligações estrutura/alvenaria [14]	94
Figura 3.26: Exemplos da aplicação de armaduras em paredes simples e duplas [14]	95
Figura 3.27: Exemplos de diferentes tipos de armaduras para paredes de alvenaria	96
4. Paredes em alvenaria de tijolo	97
Figura 4.1: Função acessória das vedações verticais [10].....	98
Figura 4.2: Vedação vertical externa ou de fachada [10].....	99
Figura 4.3: Vedação vertical interna de compartimentação [10]	99
Figura 4.4: Vedação vertical executada por acoplamento húmido [10].....	100
Figura 4.5: Vedação vertical pneumática [10].....	101
Figura 4.6: Classificação quanto ao sistema de ligação alvenaria/estrutura: sistema rígido, sistema semi-rígido e sistema deformável [50].....	106
Figura 4.7: Tipos de paredes de alvenarias previstos no EC6 [2, 14].....	107
Figura 4.8: Corte construtivo longitudinal de uma parede em alvenaria de tijolo pertencente à envolvente de um edifício, com a numeração referenciada nos quadros 4.4 e 4.5.....	112
Figura 4.9: Corte construtivo longitudinal de uma parede em alvenaria de tijolo pertencente à compartimentação de um edifício, com a numeração referenciada nos quadros 4.4 e 4.5..	113
Figura 4.10: Corte construtivo transversal de uma parede em alvenaria de tijolo pertencente à envolvente de um edifício, com a numeração referenciada nos quadros 4.4 e 4.5.....	113
Figura 4.11: Exemplos de paredes de alvenaria de tijolo da envolvente exterior que respeitam as exigências regulamentares do RCCTE [20].....	118
Figura 4.12: Exemplos de paredes de alvenaria de tijolo da envolvente interior que respeitam as exigências regulamentares do RCCTE [20].....	119
Figura 4.13: Corte esquemático de uma construção indicando os diferentes caminhos de transmissão marginal existentes (d – directo; f – marginal)	125
Figura 4.14: Exemplos de valores de R_w para diversas soluções de paredes de alvenaria .	127
5. Anomalias em paredes de alvenaria	133

Figura 5.1: Desenvolvimento das tensões numa laje de cobertura com bordos vinculados devida a efeitos térmicos [30]	136
Figura 5.2: Movimentações que ocorrem numa laje de cobertura, sob acção da elevação da temperatura [30]	137
Figura 5.3: Fissura típica presente no topo da parede paralela ao comprimento da laje [30]	137
Figura 5.4: Fissura típica presente no topo da parede paralela à largura da laje [30].....	137
Figura 5.5: Fissuras de corte nas alvenarias, provocadas pela movimentação térmica da estrutura [61].....	138
Figura 5.6: Fissuras verticais causadas por movimentações térmicas: a) destacamento entre alvenaria e pilar, b) fissura no corpo da alvenaria [30]	139
Figura 5.7: Fissura vertical: a resistência à tracção dos componentes de alvenaria é superior à resistência à tracção da argamassa ou à tensão de aderência argamassa/blocos [30] ...	139
Figura 5.8: Fissura vertical: a resistência à tracção dos componentes de alvenaria é igual ou inferior à resistência à tracção da argamassa ou à tensão de aderência argamassa/blocos [30]	139
Figura 5.9: Fissuração vertical da alvenaria no cunhal da obra provocada por movimentações higroscópicas [30].....	141
Figura 5.10: Fissuração horizontal na base da alvenaria por movimentações higroscópicas diferenciadas: as fiadas inferiores, mais sujeitas à humidade, apresentam maior expansão em relação às fiadas superiores [30]	142
Figura 5.11: Fissuração típica da alvenaria causada pela actuação excessiva de cargas [30]	143
Figura 5.12: Fissuras horizontais na alvenaria provenientes da actuação excessiva de cargas [30]	143
Figura 5.13: Ruptura localizada da alvenaria sob o ponto de aplicação da carga e propagação de fissuras a partir desse ponto [30].....	144
Figura 5.14: Fissuração teórica no entorno de abertura, em parede solicitada por actuação excessiva de cargas [30].....	144
Figura 5.15: Fissuração típica (real) nos cantos das aberturas, sob actuação excessiva de cargas [30].....	145

Figura 5.16: Fissuras em parede de vedação: deformação do suporte maior que a deformação da viga superior [30]	146
Figura 5.17: Fissuras em parede de vedação: deformação do suporte inferior à deformação da viga superior [30].....	147
Figura 5.18: Fissuras em parede de vedação: deformação do suporte idêntica à deformação da viga superior [30].....	147
Figura 5.19: Fissuras em parede com aberturas, causadas pela deformação dos componentes estruturais [30]	148
Figura 5.20: Fissuras na alvenaria, provocadas por deformação da viga na região do balanço [30].....	148
Figura 5.21: Fissura horizontal na base da parede provocada pela deformação excessiva da laje [30]	149
Figura 5.22: Fundações contínuas solicitadas por carregamentos não uniformes: o tramo mais carregado apresenta maior assentamento, originando fissuras de corte no painel [30]	151
Figura 5.23: Fundações contínuas solicitadas por carregamentos não uniformes: sob as aberturas surgem fissuras de flexão [30].....	151
Figura 5.24: Assentamento diferencial, por consolidações distintas do aterro carregado [30]	151
Figura 5.25: Fundações assentadas sobre secções de corte e aterro; fissuras de corte nas alvenarias [30].....	152
Figura 5.26: Assentamento diferencial no edifício menor pela interferência no seu bolbo de tensões, em função da construção do edifício maior [30]	152
Figura 5.27: Assentamento diferencial, por falta de homogeneidade do solo [30]	152
Figura 5.28: Assentamento diferencial, por rebaixamento do lençol freático; foi cortado o terreno à esquerda do edifício [30]	153
Figura 5.29: Diferentes sistemas de fundação na mesma construção: assentamentos diferenciais entre os sistemas, com a presença de fissuras de corte no corpo do edifício [30]	153
Figura 5.30: Assentamentos diferenciais entre pilares: surgem fissuras inclinadas na direcção do pilar que sofreu maior recalque [30]	154

Figura 5.31: Fissura provocada por assentamento de apoio provocado pela contracção do solo, devida à retirada de água por vegetação próxima [30]	154
Figura 5.32: Retracção do betão em função do consumo de cimento e da relação água/cimento (LNEC)	155
Figura 5.33: Retracção de betões em função da humidade relativa do ar – BRS [70].....	156
Figura 5.34: Fissuras horizontais nos pilares, devidas à retracção do betão das vigas superiores [30]	157
Figura 5.35: Fissuras devido ao corte em paredes por retracção da estrutura [61]	157
Figura 5.36: Rotura por corte numa parede por retracção da laje [61]	158
Figura 5.37: Fissuras em parede exterior, causadas pela retracção de lajes intermédias [30]	158
Figura 5.38: Destacamento provocado pelo refechamento precoce da junta da parede com o componente estrutural superior [30].....	159
Figura 5.39: Fissura de retracção na alvenaria, na secção enfraquecida pela presença de tubagens [30]	160
6. Considerações gerais sobre a estabilidade das alvenarias sem função estrutural.....	163
Figura 6.1: Representação esquemática das tensões numa alvenaria em que a argamassa actua de forma desfavorável [14].....	164
Figura 6.2: Variação da resistência à compressão da alvenaria com a resistência à compressão da argamassa [75].....	165
Figura 6.3: Avaliação da resistência das alvenarias (f_k) a cargas verticais [14]	166
Figura 6.4: Exemplos da classificação de unidades de alvenaria de acordo com o EC6 [2] (a) Grupo 1, (b) Grupo 2 e (c) Grupo 3 [76].....	168
Figura 6.5: Avaliação experimental da resistência das alvenarias ao corte no seu plano por compressão diagonal [14].....	171
Figura 6.6: Avaliação experimental da resistência das alvenarias à flexão no plano perpendicular [14]	173
Figura 6.7: Resistência à flexão no plano de rotura paralelo às juntas de assentamento, f_{xk1} [82]	174

Figura 6.8: Resistência à flexão no plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento, f_{xk2} [82]	174
Figura 6.9: Relação tensões-extensões para o cálculo de alvenaria em flexão e compressão	176
Figura 6.10: Avaliação da esbelteza das paredes [14]	180
Figura 6.11: Esquema de uma padeira.....	181
Figura 6.12: Acções sobre as paredes resultantes da deformação excessiva do suporte [14]	181
Figura 6.13: Flecha final de uma viga à flexão, considerando a secção fendilhada e fluência do betão	185
Figura 6.14: Efeito da alvenaria de preenchimento em pórticos [14]	188
Figura 6.15: Efeito do vento sobre as paredes [14]	189
Figura 6.16: Esquematização da resistência das paredes à acção sísmica [14].....	190
Figura 6.17: Paredes sujeitas a cargas concentradas	195
Figura 6.18: Largura de banzo que pode ser considerado para paredes de contraventamento	197
Figura 6.19: Consideração da parede apoiada nos bordos [91]	198
Figura 6.20: Consideração do efeito de arco da parede [91]	198
Figura 6.21: Esquema de distribuição dos coeficientes dos momentos [91]	200
Figura 6.22: Valores dos coeficientes α em função do tipo de painel e da relação h/L [91].....	200
Figura 6.23: Paredes com aberturas [91]	200
Figura 6.24: Características geométricas do arco de 3 rótulas [82]	201
Figura 6.25: Representação de uma viga parede.....	205
7. Determinação experimental das características mecânicas de uma parede de tijolo simples	
207	
Figura 7.1: Vista do agitador mecânico	209
Figura 7.2: Granulometria do agregado.....	210
Figura 7.3: Limites granulométricos para uma areia do tipo G (BS 1200).....	210

Figura 7.4: Limites granulométricos para uma areia do tipo S (BS 1200).....	211
Figura 7.5: Limites granulométricos para uma areia (ASTM C144).....	211
Figura 7.6: Equipamentos usados no ensaio de espalhamento	219
Figura 7.7: Molde utilizado.....	224
Figura 7.8: Pilão utilizado.....	224
Figura 7.9: Vista geral da máquina de ensaio à flexão.....	224
Figura 7.10: Detalhe da máquina de ensaio à flexão	224
Figura 7.11: Vista geral da máquina de ensaio à compressão	227
Figura 7.12: Provete de argamassa colocada na máquina de ensaio à compressão	227
Figura 7.13: Posições de medição.....	231
Figura 7.14: Pesagem do provete	235
Figura 7.15: Estufa onde se efectuou a secagem dos provetes	235
Figura 7.16: Aspecto geral da máquina de ensaio	238
Figura 7.17: Pormenor do provete aplicado na máquina de ensaio.....	238
Figura 7.18: Esquema geométrico dos provetes	242
Figura 7.19: Construção dos provetes	243
Figura 7.20: Montagem de um transdutor no provete.....	243
Figura 7.21: Montagem das guias e dos suportes dos transdutores no provete.....	243
Figura 7.22: Provete montado com os transdutores.....	243
Figura 7.23: Provete montado na máquina de ensaio	244
Figura 7.24: Rotura de um provete. Rotura pelos septos exteriores.....	245
Figura 7.25: Rotura de um provete. Rotura completa das fiadas superiores	245
Figura 7.26: Evolução das tensões e das extensões ao longo do tempo. Provete 3 do tipo “PM11MO1”	248
Figura 7.27: Esquema geométrico dos provetes e forma de aplicação das cargas	251
Figura 7.28: Provete aplicado na máquina de ensaio. Vista lateral	251
Figura 7.29: Provete aplicado na máquina de ensaio. Vista de topo	251
Figura 7.30: Rotura de um provete. Rotura perpendicular às juntas de assentamento	251

Figura 7.31: Pormenor de superfície de rotura perpendicular às juntas de assentamento...	251
Figura 7.32: Rotura de um provete. Rotura paralela às juntas de assentamento.....	252
Figura 7.33: Pormenor de superfície de rotura paralela às juntas de assentamento.....	252
Figura 7.34: Evolução das deformações função da força aplicada. Provete 2 do tipo “PM11MO1”.....	255
Figura 7.35: Análise comparativa da resistência à compressão do provete e dos componentes.....	257
8. Avaliação experimental realizada “in situ”	265
Figura 8.1: Vista geral do pórtico pré-montado na serralharia	268
Figura 8.2: Imagem do macaco hidráulico usado nos ensaios	268
Figura 8.3: Equipamento para medição de deformações	268
Figura 8.4: Equipamento para a aquisição de dados e tratamento informático.....	268
Figura 8.5: Viga inferior destinada à sustentação indirecta da parede e respectiva chapa de apoio	269
Figura 8.6: Apoios metálicos	269
Figura 8.7: Viga superior destinada à mobilizar a reacção do macaco hidráulico. Tirantes na zona de aplicação do macaco	270
Figura 8.8: Estrutura secundária destinada ao suporte do equipamento de leitura de deformações	270
Figura 8.9: Posições de leitura das deformações	271
Figura 8.10: Aspecto geral da fissura situada a meio vão da parede entre a 1. ^a e a 4. ^a fiada	272
Figura 8.11: Aspecto geral da fissura situada a meio vão da parede entre a 4. ^a e a 8. ^a fiada	272
Figura 8.12: Gráfico dos deslocamentos em função da carga aplicada. Parede íntegra “PD11MO1”.....	273
Figura 8.13: Remoção completa do septo vertical exterior de um dos furos dos tijolos para aplicação da armadura.....	276

Figura 8.14: Aspecto exterior dos tijolos após o refechamento do espaço intervencionado com argamassa	276
Figura 8.15: Aspecto geral da parede antes do ensaio	276
Figura 8.16: Rotura por esmagamento dos septos verticais limítrofes do primeiro nível de furos do tijolo	276
Figura 8.17: Gráfico dos deslocamentos em função da carga aplicada. Parede reabilitada, “PD11MO1”	278
Figura 8.18: Esquema da zona fissurada.....	280
Figura 8.19: Pormenor da zona fissurada	280
Figura 8.20: Avaliação indirecta das deformações. Parede íntegra “PD11MO2”	281
Figura 8.21: Aspecto da parede na zona onde foi efectuada a reabilitação	282
Figura 8.22: Detalhe da reabilitação junto ao apoio da parede	282
Figura 8.23: Vista geral da fissuração a 45 graus na zona esquerda da parede	283
Figura 8.24: Detalhe da zona fissurada junto ao apoio esquerdo.....	283
Figura 8.25: Gráfico dos deslocamentos em função da carga aplicada. Parede reabilitada “PD11MO2”	284
9. Análise numérica.....	287
Figura 9.1: Posições de leitura das deformações.....	288
Figura 9.2: Tensões instaladas na parede “PD11MO1”	289
Figura 9.3: Tensões instaladas na parede “PD11MO1”, com abertura do tipo “Janela”	290
Figura 9.4: Tensões instaladas na parede “PD11MO1”, com abertura do tipo “Porta”	291
Figura 9.5: Esquema representativo das deformações instaladas no pano tipo “PD15MO1”	304
Figura 9.6: Isovalores dos momentos característicos devidos a acção do vento, segundo x-x no pano tipo “PD15MO1”	305
Figura 9.7: Isovalores dos momentos característicos devidos a acção do vento, segundo y-y no pano tipo “PD15MO1”	305
Figura 9.8: Esquema representativo das deformações instaladas no pano tipo “PD15MO1” com abertura tipo “Janela”	306

Figura 9.9: Isovalores dos momentos característicos devidos a acção do vento, segundo x-x no pano tipo “PD15MO1” com abertura tipo “Janela”	307
Figura 9.10: Isovalores dos momentos característicos devidos a acção do vento, segundo y-y no pano tipo “PD15MO1” com abertura tipo “Janela”	307
Figura 9.11: Esquema representativo das deformações instaladas no pano tipo “PD15MO1” com abertura tipo “Porta”	308
Figura 9.12: Isovalores dos momentos característicos devidos a acção do vento, segundo x-x no pano tipo “PD15MO1” com abertura tipo “Porta”	309
Figura 9.13: Isovalores dos momentos característicos devidos a acção do vento, segundo y-y no pano tipo “PD15MO1” com abertura tipo “Porta”	309
10. Conclusões e trabalhos futuros	313

Índice de Anexos

Anexo 1 - Elementos desenhados relativos ao pórtico de ensaio construído para a realização dos ensaios “in situ”	327
Anexo 2 – Listagem da análise numérica do modelo de simulação da parede de alvenaria tipo “PD11MO1” ensaiada “in situ”	333
Anexo 3 - Listagem da análise numérica do modelo de simulação da parede de alvenaria tipo “PD11MO1”, com abertura tipo “Janela”	353
Anexo 4 - Listagem da análise numérica do modelo de simulação da parede de alvenaria tipo “PD11MO1”, com abertura tipo “Porta”	373
Anexo 5 - Listagem da análise numérica do modelo de simulação do pano de parede de alvenaria tipo “PD15MO1” constituinte da parede dupla, analisada pelo EC6 [2]	393
Anexo 6 - Listagem da análise numérica do modelo de simulação do pano de parede de alvenaria tipo “PD15MO1” constituinte da parede dupla, com abertura tipo “Janela”	411
Anexo 7 - Listagem da análise numérica do modelo de simulação do pano de parede de alvenaria tipo “PD15MO1” constituinte da parede dupla, com abertura tipo “Porta”	429

Abreviaturas e Siglas

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

CSTC – Centre Scientifique et Technique de la Construction

ACI – American Concrete Institute

EPUSP – Escola Politécnica da Universidade de S. Paulo

RGEU – Regulamento Geral das Edificações Urbanas

ETICS – Sistema de isolamento térmico pelo exterior

EC – Eurocódigo

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

BS – British Standards

ASTM – American Society for Testing and Materials

CEN – Comité Europeu de Normalização

CEN/TC – Comissão Técnica do Comité Europeu de Normalização

NP – Norma Portuguesa

BIA – Brick Industry Association

RCCTE – Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios

RRAE – Regulamento dos Requisitos Acústicos dos Edifícios

RSCIEH – Regulamento de Segurança Contra Incêndio em Edifícios de Habitação

CHC – Comunicações Horizontais Comuns

SNB – Serviço Nacional de Bombeiros

BRE – Building Research Establishment

BRS – Building Research Station

DNA – Documento Nacional de Aplicação

RTHS – Recomendações Técnicas para Habitação Social

RGR – Regulamento Geral Sobre o Ruído

CEB – Comité Euro-International du Béton

RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

1. Introdução

1.1. Enquadramento do tema

O avanço da tecnologia das estruturas de betão armado e de aço e o conseqüente aumento dos vãos entre pilares e do número de pisos, assim como, da rapidez de execução dos edifícios, torna indispensável um grande cuidado ao projectar as paredes de alvenaria, tanto exteriores como interiores. Neste processo, onde se pretende compatibilizar dois subsistemas da construção, estrutura e alvenaria, surgem várias interferências sendo as principais descritas a seguir:

- Deformações imediatas devido à deformação da estrutura;
- Deformações a longo prazo em função da carga permanente;
- Acções horizontais devidas ao vento e aos sismos;
- Variação da humidade e da temperatura sobre a estrutura;
- Análise global das deformações, pois os valores previstos para a flecha das estruturas geralmente interferem nas alvenarias.

Para as paredes de alvenaria sem função estrutural, nomeadamente quando estas têm como função o preenchimento dos vãos dos pórticos na envolvente dos edifícios e de compartimentação dos espaços interiores, existem óptimas ferramentas técnicas para que o projectista possa desenvolver o seu dimensionamento sob o ponto de vista térmico e acústico, pelo facto destas estarem enquadradas por projecto de especialidade específico, logo com legislação aplicável. Por outro lado, sob a óptica da estabilidade, tais paredes não têm qualquer enquadramento nos vários projectos de especialidade. O projectista de estruturas só quer saber delas em termos de massa para quantificar a sua acção na estrutura, não tendo qualquer preocupação se as deformações regulamentares admissíveis para a sua estrutura irão ou não causar anomalias nas paredes. Do lado oposto, mas praticamente com a mesma linha de pensamento está o arquitecto, que para estas paredes pretende a menor espessura possível, de modo a ter uma maior área útil nos compartimentos do edifício, não se preocupando com a sua esbelteza.

Apesar da importância económica destas alvenarias nas construções, e do facto de serem o maior foco de anomalias, a documentação nacional relativa às características mecânicas das várias alvenarias é escassa e não traduz os produtos correntes da nossa construção civil.

Cabe à engenharia o perfeito dimensionamento destas estruturas e dos seus complementos, tais como: alvenarias, esquadrias, revestimentos, etc. Os engenheiros deverão apresentar com

mais precisão os valores das flechas instantâneas em qualquer ponto das lajes e conseqüentemente a longo prazo e não apenas, os momentos flectores, os esforços transversos, as reacção de apoio, etc.

Os limites de fissuração dos painéis de alvenaria, em função dos valores de flecha, mostram a possibilidade de ocorrência de anomalias em valores inferiores ao L/400, flecha a longo prazo adoptada pelo REBAP [1]. O CSTC (1980) estabelece como limite o valor correspondente a L/1000, para a deformação da estrutura suporte após a execução das alvenarias com abertura e L/500 para alvenarias sem aberturas. O ACI (1979), indica L/600 para deformação da estrutura suporte após a execução da alvenaria. A EPUSP indica em vários trabalhos os limites de L/1000 e L/2600, respectivamente, para a deformação da estrutura suporte após a execução das alvenarias sem aberturas e com aberturas. O quadro 1.1 mostra alguns exemplos de deformações nas estruturas.

Quadro 1.1: Exemplos de deformações admissíveis para estruturas

Vão entre pilares (m)	FLECHA ADMISSÍVEL (cm)						
	ESTRUTURAS	ALVENARIA					
	REBAP	CSTC		ACI		EPUSP	
		C/abert.	S/abert.	C/abert.	S/abert.	C/abert.	S/abert.
	L/400	L/1000	L/500	L/600	L/600	L/2600	L/1000
4.0	1.00	0.40	0.80	0.66	0.66	0.15	0.40
6.0	1.50	0.60	1.20	1.00	1.00	0.23	0.60
8.0	2.00	0.80	1.60	1.33	1.33	0.30	0.80

1.2. Âmbito do estudo

As paredes de alvenaria sem função estrutural são o âmbito desta pesquisa. Dado tratar-se de um universo bastante extenso, quer sob o ponto de vista do tipo e espessuras de materiais dos elementos, quer pelo grande número de composições possíveis de argamassas das juntas de assentamento, procurou-se balizar o presente trabalho pelo tipo ou tipos de paredes mais representativos nas construções do Grande Porto.

Sem sombra de dúvida, o tijolo é o material mais usado. Basta para tal percorrer alguns estaleiros para constatar esta situação. Contudo para escolher qual o tipo ou tipos de parede de tijolo mais representativos, foi feito inquérito em Dezembro de 2003, considerando uma amostra de 100 empreendimentos do Grande Porto. Nesse inquérito procurou-se caracterizar a

composição das paredes exteriores e interiores dos edifícios onde o tijolo é usado como material constituinte das alvenarias. Os resultados do inquérito efectuado são os constantes do quadro 1.2.

Quadro 1.2: Resultados do inquérito relativo à composição das paredes de tijolo.

COMPOSIÇÃO DAS PAREDES							
EXTERIORES				INTERIORES			
Tipo	Tijolo	Quantidade	%	Tipo	Tijolo	Quantidade	%
Simples	30x20x22	2	2 %	Simples	30x20x7	47	47 %
Dupla	30x20x11+30x20x11	6	6 %	Simples	30x20x9	8	8 %
Dupla	30x20x15+30x20x7	25	25 %	Simples	30x20x11	45	45 %
Dupla	30x20x15+30x20x9	18	18 %				
Dupla	30x20x15+30x20x11	49	49 %				
TOTAL		100				100	

Pela análise do presente inquérito, constata-se que ao nível das paredes exteriores, as alvenarias duplas de tijolo furado de 30x20x15 cm + 30x20x11 cm são as mais usadas. Por outro lado o pano executado com tijolo 30x20x15 cm é o mais representativo, correspondendo a cerca de 47 % do conjunto total dos panos de parede, seguido do pano de parede executado com tijolo 30x20x11 cm, com cerca de 31 % e os restantes com valores próximos dos 10 % quando usados os tijolos 30x20x7 cm e 30x20x9 cm, não tendo o pano simples de tijolo 30x20x22 cm qualquer expressão. No que concerne às paredes interiores os tijolos 30x20x7cm cm e 30x20x11 cm são os mais usados. Assim sendo, pela sua representatividade, as paredes eleitas para este estudo serão as alvenarias de tijolo furado de 30x20x15 cm, vulgarmente usadas como pano exterior de uma parede dupla da envolvente do edifício e as alvenarias de tijolo furado de 30x20x11 cm, com grande frequência de aplicação, quer ao nível da envolvente exterior dos edifícios, quer ao nível da compartimentação interior.

Paralelamente procurou-se, também caracterizar a composição da argamassa das juntas de assentamento, usada nessa mesma amostra, sendo os resultados apresentados no quadro 1.3.

Pela análise do referido inquérito, constata-se que ao nível da composição, a mais representativa é a referente ao traço 1:5 de cimento e areia, com cerca de 69 %, situando os outros traços, alvos do inquérito, em patamares de utilização muito inferiores.

Pelo exposto nos capítulos anteriores, além desta argamassa de cimento, ao traço volumétrico 1:5, irá ser introduzida uma outra argamassa, que de acordo com a bibliografia especializada,

poderá ter vantagens no sentido de proporcionar à alvenaria melhor capacidade de adaptação às deformações, isto é, uma argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia ao traço volumétrico 1:2:9.

Quadro 1.3: Resultados do inquérito relativo à composição das juntas de assentamento.

ARGAMASSA DAS JUNTAS DE ASSENTAMENTO					
Tipo	Composição em volume			Quantidade	%
	Cimento	Outro ligante	Areia		
Feita em obra	1		3	15	15 %
Feita em obra	1		5	69	69 %
Feita em obra	1	1	5	11	11 %
Feita em obra	1	1	6	3	3 %
Pré-doseada				2	2 %
TOTAL				100	

Em resumo, o âmbito da pesquisa vai incidir sobre as paredes simples em alvenaria de tijolo furado, com dois tipos de espessuras, tendo sido considerado para tal o tijolo furado 30x20x11 cm e o 30x20x15 cm. Cada uma destas paredes vai ser considerada com dois tipos distintos de argamassa de assentamento dos elementos cerâmicos: uma argamassa de cimento e areia ao traço volumétrico de 1:5, designado por “MO1”; e uma argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia ao traço volumétrico 1:2:9, designado por “MO2”.

1.3. Objectivos do estudo

Para as paredes simples de alvenaria em tijolo furado nas espessuras anteriormente consideradas e combinadas com os dois tipos de argamassa de assentamento referidos, os objectivos do estudo consistem em determinar:

- Experimentalmente: a resistência característica à compressão, f_k , o modulo de elasticidade, E , e a resistência característica à flexão, f_{xk1} e f_{xk2} .
- Teórico-experimentalmente algumas características mecânicas das paredes de tijolo pertencentes ao âmbito da pesquisa, a partir do conhecimento experimental das características mecânicas dos componentes dessas mesmas paredes, nomeadamente: a resistência característica à compressão, f_k , o modulo de elasticidade, E , o módulo de distorção, G , e a resistência característica ao corte, f_{vk} .

- Experimentalmente “in situ” a deformação máxima até ao aparecimento da primeira fissura, das paredes simples em alvenaria de tijolo furado. Pretende-se comparar estas deformações com as deformações máximas regulamentares permitidas ao componente estrutural que serve de suporte a estas paredes, assim como, ao correspondente componente estrutural superior. Para este tipo de paredes, propor técnica de reparação da zona fissurada e verificar experimentalmente o respectivo comportamento após a intervenção reparadora.

Pretende-se, também, analisar numericamente os valores obtidos pela via experimental, de forma a serem extrapolados os resultados para casos particulares e analisados alguns pontos singulares das paredes. Por outro lado, relativamente às acções horizontais, será realizada uma análise comparativa entre os resultados obtidos a partir das expressões definidas no EC6 [2] e os resultados obtidos com recurso a um software de elementos finitos, sendo posteriormente realizadas várias extrapolações para casos particulares.

1.4. Estrutura do trabalho

Esta dissertação encontra-se dividida em 10 capítulos, que se agrupam em quatro áreas fundamentais: a revisão bibliográfica, o trabalho experimental, a análise numérica e as conclusões.

Após este capítulo introdutório de definição de objectivos, é feita uma ampla revisão bibliográfica do tema nos capítulos 2 a 6, sendo os capítulos 7 e 8 destinados à apresentação do trabalho experimental, seguidos de uma análise numérica desenvolvida no capítulo 9 e finalizando com as conclusões no capítulo 10.

2. Paredes de alvenaria

2.1. A importância histórica da alvenaria

A importância histórica da alvenaria, deve-se sobretudo ao facto de ser o principal material responsável pela habitabilidade dos abrigos construídos pelo homem e de ser o principal material estrutural dos edifícios ao longo de 4000 anos de civilização.

2.1.1. Desenvolvimento

Desde a Antiguidade a alvenaria vem sendo largamente utilizada como forma de construção em habitações, monumentos e templos religiosos. Exemplos famosos deste tipo de técnica construtiva são a Pirâmide do Antigo Egipto (figura 2.1) e o Farol de Alexandria.



Figura 2.1: Pirâmide do Antigo Egipto

Admite-se que as primeiras construções em alvenaria datam do ano 10 000 A.C., quando os assírios e persas construíam com tijolos queimados ao sol. Já em 3 000 A.C., estes mesmos povos utilizavam os tijolos queimados em fornos. Nos séculos XII a XVII, as grandes catedrais, que se conservam até aos dias de hoje (figura 2.2), são exemplos de alvenaria como estrutura de edifícios de grande altura. Como exemplos do século XIX, solares e palacetes foram construídos e são actualmente característica referenciadora da época em Portugal [3].

Todavia, as construções em alvenaria eram dimensionadas empiricamente e a concepção estrutural era intuitiva, daí o motivo de encontrarmos nestas antigas construções paredes que variam de 0,30 m a 1,30 m.

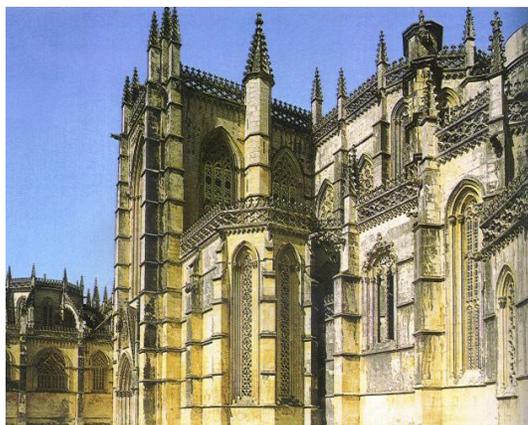


Figura 2.2: Mosteiro da Batalha

2.1.2. Declínio

Com a chegada da Revolução Industrial surgiram novos desafios e correntes arquitectónicas, os quais foram galvanizados com o aparecimento do betão armado e do aço estrutural, associados a princípios avançados e experimentais de dimensionamento, tornando as soluções em alvenaria resistente obsoletas restringindo-se estas, exclusivamente às construções de pequeno porte [3].

As estruturas em alvenaria, dimensionadas de acordo com regras empíricas intuitivas, eram constituídas por paredes muito espessas, nomeadamente em edifícios altos, o que comparativamente às soluções muito mais esbeltas obtidas com recurso às estruturas metálicas e de betão armado, tornaram aquelas desinteressantes em termos económicos, funcionais, optimização de espaço, custo e tempo de execução.

O último exemplo de uma grande construção em alvenaria segundo a tradição antiga, foi o “*Monadnock Building*”, com 16 pisos e paredes de 1,80 m na base, construído em Chicago em 1891.

Só alguns arquitectos mantiveram o uso de alvenaria com função estrutural ao longo da primeira metade do século XX, destacando para o efeito as realizações de Antoni Gaudí com o emprego do “racionalismo estrutural”, empregando arcos e escoras inclinadas em alvenaria.

Neste período considerava-se que as alvenarias e o betão simples eram soluções pouco sofisticadas por não resistirem à tracção. O betão conseguia resolver este problema pela associação com o aço, tecnologia que se desenvolveu rapidamente ao contrário das alvenarias armadas.

2.1.3. Renascimento

Só em meados do século XX é que as estruturas de alvenaria voltam a despertar interesse nos países mais desenvolvidos. Estas estruturas encaradas numa perspectiva mais moderna, e associadas a novas formas de dimensionamento conduziram ao despertar do interesse económico desta solução [3].

Após inúmeras pesquisas, no início da década de 50, o engenheiro suíço Paul Haller dimensionou e construiu em Basileia em 1951, um edifício de 13 andares, em alvenaria não armada, com paredes resistentes internas de 15 cm de espessura e externas de 37,5 cm. Os tijolos apresentavam uma resistência à compressão de 30 MPa.

Em países como a Inglaterra, França, Estados Unidos, Canadá e Austrália, a utilização da alvenaria estrutural está amplamente difundida, existindo há muito tempo um conjunto de normas técnicas sobre o cálculo e procedimentos construtivos.

Alguns exemplos de grandes construções em alvenaria são:

- Uma torre de 18 pisos em Schwamendingem, Zurique, com paredes de espessura não ultrapassando 38 cm;
- Central Parque Lapa (1972), em São Paulo, com 4 blocos de 12 pisos (figura 2.3);



Figura 2.3: Edifício Central Parque Lapa, em São Paulo [3]

- Edifícios “*Park–Mayfair-East*” de 17 pisos em Denver, no Colorado, executados em alvenaria armada, com paredes de espessura total de 28 cm, compostas por 2 panos de tijolo de 9,2 cm e um núcleo em betão de 9,5 cm;
- Edifícios “*Park–Lane Towers*”, construídos em 1970, de 20 pisos, com paredes de 20 cm, a partir de tijolos de 100 MPa de resistência à compressão;

- Hotel “*Catamaram*” de 13 pisos em San Diego, na Califórnia, construído numa zona sísmica em alvenaria armada de blocos de betão;
- Edifício de escritórios e comércios construído em King Street – Londres, executado em alvenaria armada (figura 2.4).



Figura 2.4: Edifício de serviços em King Street – Londres, executado em alvenaria armada [4]

Em Portugal, são exemplos contemporâneos de construções em alvenaria:

- A Agência da Caixa Geral dos Depósitos em Avis (figura 2.5), concluída em 1991. Construída em alvenaria de tijolo, sendo o projecto de estruturas do Eng.º José António Crespo e do Eng.º Saldanha Palhoto;
- A Casa de Queijas, concluída em 1973. Construída em alvenaria de tijolo, sendo o projecto de estruturas do Eng.º Serras Belo;
- A Biblioteca Bento de Jesus Caraça na Moita concluída em 1997. Construída em alvenaria de tijolo, sendo o projecto de estruturas do Eng.º Teixeira Trigo.

Actualmente, verifica-se uma tendência para aumento do volume de construção de edifícios em alvenaria estrutural. Isto deve-se ao melhor discernimento das vantagens e desvantagens do processo construtivo, hoje conhecidas com maior clareza devido às intensas pesquisas realizadas nesta área, que pode contar com diversos parâmetros racionais de análise e decisão na fase de projecto e de execução da obra.



Figura 2.5: Caixa Geral de Depósitos – Avis – Vista do Alçado Principal [5]

O sucesso económico da alvenaria estrutural tem sido alcançado não só pela racionalização da estrutura em si, mas também porque é possível que as paredes que constituem a estrutura da edificação desempenhem várias outras funções simultaneamente, tais como: divisão de espaço, isolamento térmico e acústico, protecção ao fogo e adequação às condições climáticas.

Conclui-se então que as alvenarias foram evoluindo e deixaram de ser pesadas, espessas e rígidas como na Antiguidade. Tornaram-se delgadas e os processos de produção, mais industrializados. Contudo, ao lado da evolução das técnicas de projecto e de execução, surgiram problemas de anomalias nas construções.

2.2. As paredes de alvenaria na construção dos edifícios antigos em Portugal

Importa, em primeiro lugar, delimitar o que se entende por edifício antigo. Edifício antigo é aquele que foi construído antes do advento do betão armado como material estrutural dominante, ou seja, antes do aparecimento do cimento Portland, recorrendo, portanto, a materiais e tecnologias tradicionais para a construção dos diferentes elementos construtivos, materiais e técnicas que têm origem quase perdida no tempo, mas que foi herdada, e nem sempre bem compreendida e aplicada, da tradição romana de construir [6].

2.2.1. Caracterização das alvenarias usadas na construção dos edifícios antigos

Em Portugal, os edifícios antigos eram predominantemente construídos com recurso a paredes resistentes de alvenaria simples, por vezes englobando materiais diversos.

As paredes destes edifícios apresentavam várias possibilidades de soluções, em que variavam essencialmente os materiais utilizados na sua composição, quer ao nível das unidades elementares, quer ao nível dos materiais de ligação e das técnicas de aplicação.

A localização da matéria-prima, condiciona de sobremaneira a forma como se distribuem geograficamente ao longo do País, as alvenarias de pedra.

Assim, nota-se a predominância do uso do granito nas zonas ricas nesta rocha, tais como: Trás-os-Montes, Beiras, Douro Litoral; do xisto no Douro e Beiras; dos calcários na Região de Lisboa e em certas zonas do Alentejo e da Beira Litoral, etc.

A alvenaria de pedra talhada, assente a seco ou com argamassa de cal e areia, coexiste com a alvenaria de pedra irregular em que a matriz de argamassa é muito mais extensa, e mesmo com a terra que é a base das construções de taipa.

Por outro lado, em algumas regiões, conhece-se, desde longuíssima data, o uso de tijolos de barro cozido ao sol (adobe) ou em fornos, a temperaturas variáveis e com base em matérias primas muito diversificadas, em que a base de argila é composta com misturas arenosas ou calcárias que conferem ao barro características próprias.

A argamassa de ligação varia também, em função das disponibilidades locais, entre a terra mais ou menos argilosa, o barro e as misturas de areia e cal aérea, sendo as areias mais ou menos argilosas, consoante a região, o local e a forma de extracção.

2.2.1.1. Fundações

As fundações eram habitualmente constituídas por sapatas isoladas (para colunas), ou contínuas (para paredes), de alvenaria de pedra ou tijolo, com uma constituição que não se afastava muito da observada para as paredes resistentes. Registam-se no entanto, algumas diferenças que importa salientar:

- Para uma dada parede, a respectiva fundação apresentava uma sobrelargura que se devia a dois aspectos determinantes: a transmissão dos esforços de compressão da parede ao terreno, requeria uma área de contacto superior à da parede e à necessidade de serem absorvidos os desvios dimensionais, permitindo uma implantação menos cuidada;
- Para uma dada parede, a respectiva fundação é feita de alvenaria de menor qualidade, explicando-se tal facto pela circunstância de a fundação ser um elemento de transição entre um elemento mais resistente, a alvenaria da parede, e outro menos resistente, o terreno de fundação, podendo apresentar uma classe de resistência mecânica intermédia.

Quando o terreno de fundação adequado não se encontrava à superfície, era vulgar ou executar caves, de forma a ser possível fundar directamente, ou criar poços afastados, aproximadamente de 3 em 3 m, quadrangulares com cerca de 1 m de lado e com altura tal que atinjam as camadas resistentes do solo de fundação (figura 2.6). Os poços eram preenchidos com alvenaria ou mesmo com areia, o seu coroamento era executado com alvenaria de boa qualidade, sendo coroado por arcos de pedra ou de tijolo. Uma última alternativa consistia na adopção de fundações por estacas de madeira cravadas no solo. Esta tecnologia estava muito limitada pelo porte das árvores existentes e pela moderada energia mobilizada na cravação que limitava a solução a solos brandos ou zonas lodosas [6].

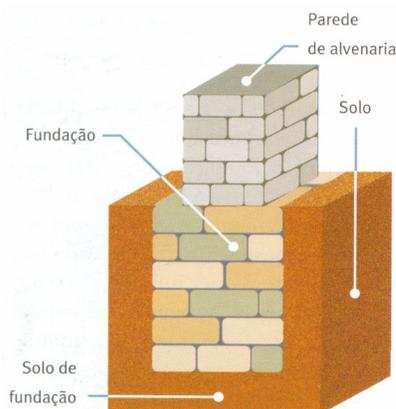


Figura 2.6: Fundação directa corrente [6]

2.2.1.2. Paredes resistentes

Importa, em primeiro lugar, clarificar o que se entende por paredes resistentes. Todas as paredes têm que cumprir certas exigências de segurança estrutural, devendo por isso entender-se esta designação como correspondendo àquelas situações em que a segurança estrutural assume uma posição de clara preponderância, isto é, designam-se por paredes resistentes aquelas que representam um papel relevante na estrutura do edifício, no que se refere a cargas verticais e a forças horizontais, tais como, o vento e os sismos [6].

As paredes resistentes dos edifícios tradicionais apresentam traços comuns, mas com alguns factores de diferenciação. Como traço comum, estas paredes apresentam geralmente grande espessura e são constituídas por materiais muito heterogéneos. A sua grande espessura justifica-se por um conjunto de razões: de natureza estrutural e mecânica, de estanquidade à água e de conforto. As diferenças, muitas vezes de cariz regional ou mesmo local, resultam, da disponibilidade dos materiais, da dignidade e importância da obra e dos meios do promotor.

Ao nível das paredes resistentes merecem referência a execução dos seguintes elementos:

- Lintel, verga ou padieira, elemento horizontal atravessando as aberturas, apoiado pelas suas extremidades na própria parede, junto ao contorno da abertura. Solução válida para pequenas aberturas, recorrendo a madeira, pedra talhada ou tosca;
- Arcos que na sua forma mais simples, são toscos e reduzem-se à forma triangular, ou arcos que na construção mais evoluída são em pedra ou tijolo maciço;
- Introdução de reforços, através de peças metálicas, que funcionam como armaduras passivas.

2.2.1.3. Paredes de compartimentação

As paredes de compartimentação têm em Portugal soluções construtivas que se poderão considerar de carácter nacional e soluções de carácter regional.

A solução de carácter nacional é tipicamente o tabique, formado por tábuas colocadas verticalmente ou inclinadas ligadas ao pavimento recebendo o fasquiado, constituído por pequenas régua de secção trapezoidal, ao qual aderiria o reboco. A aderência era melhorada pela “lascagem” da madeira.

Na reconstrução pombalina as compartimentações dão um contributo estrutural relevante, particularmente às acções horizontais, pois tinham um verdadeiro esqueleto constituído por peças verticais, horizontais e cruces de Santo André, pregadas aos frechais e aos pavimentos, sendo os espaços criados entre as referidas peças preenchidos com alvenaria de tijolo maciço ou de pedra irregular, miúda, argamassada (figura 2.7) [6].



Figura 2.7: Estrutura da caixa de escada em edifício pombalino [6]

Entre as soluções de carácter regional ou local referem-se: o uso do adobe, construção de paredes à base de blocos de argila cozida ao sol; e a da taipa, à base de terra seleccionada, característica de zonas onde escasseia a pedra.

Posteriormente, as divisórias foram-se aligeirando, ficando cada vez mais popular a utilização das alvenarias de tijolo cerâmico, quer por razões económicas, quer por razões de facilidade de execução. Em contrapartida, a sua contribuição para o travamento geral das estruturas dos edifícios é quase nula, já que as ligações entre paredes e destas a pavimentos e coberturas, não existem do ponto de vista estrutural.

2.2.2. Dimensionamento e disposições construtivas das alvenarias resistentes antigas

O estabelecimento da espessura das paredes de alvenaria obedecia a considerações empíricas associadas à estabilidade, mas também relativas à estanquidade à água da chuva e ao conforto térmico.

O dimensionamento baseava-se no saber adquirido dos agentes intervenientes na construção dos edifícios, o qual era transmitido de geração em geração, conduzindo ao estabelecimento de regras empíricas.

Mesmo em pleno século XX, a abordagem em termos de resistência dos materiais era rudimentar e conduzia à adopção de soluções tabeladas em função dos materiais constituintes dos elementos e do porte da construção, (quadros 2.1; 2.2 e 2.3).

Quadro 2.1: Extracto do capítulo III do RGEU [7]

CAPÍTULO III

Paredes

Artigo 23.º As paredes das edificações serão constituídas tendo em vista não só as exigências de segurança, como também as de salubridade, especialmente no que respeita à protecção contra a humidade e as variações de temperatura e a propagação de ruídos e vibrações.

Artigo 24.º Na construção das paredes de edificações de carácter permanente, utilizar-se-ão materiais adequados à natureza, importância, carácter, destino e, em todos os casos, suficientes condições de segurança e durabilidade.

Artigo 25.º Para as paredes das edificações correntes destinadas a habitação quando construídas de alvenaria de pedra ou de tijolo cerâmico maciço de 1.ª qualidade, com dimensões de 0,23 m x 0,07 m, poderá considerar-se assegurada, sem outra justificação, a sua resistência, sempre que se adoptem as espessuras mínimas fixadas na tabela seguinte:

Quadro 2.2: Espessura de paredes de pedra ou de tijolo (não incluídos rebocos e guarnecimentos) a que se refere o artigo 25.º do RGEU [7]

Ordem do andar (a partir de cima)	Grupo A Paredes das fachadas			Grupo B Paredes das empenas			Grupo C Paredes de separação de habitações Paredes de caixa de escada Paredes interiores carregadas em geral			Grupo D Paredes interiores de pequena extensão livre servindo de apoio a pavimentos de reduzido vão (máximo de 3 m ² de pavimento por metro linear)			Grupo E Paredes interiores não recebendo carga		
	Pedra			Pedra			Pedra			Pedra			Pedra		
	Talhada (cm)	Irregular (cm)	Tijolo (Vezez)	Talhada (cm)	Irregular (cm)	Tijolo (Vezez)	Talhada (cm)	Irregular (cm)	Tijolo (Vezez)	Talhada (cm)	Irregular (cm)	Tijolo (Vezez)	Talhada (cm)	Irregular (cm)	Tijolo (Vezez)
1	28	40	1	28	40	1	22		1			½			½
2	28	40	1 ½	28	40	1 ½	22		1			½			½
3	32	50	2	32	40	1 ½	22		1			1			½
4		60	2 ½	32	50	2	22		1			1			½
5		70	3	32	50	2	28	40	1 ½			1			1
6		80	3 ½		60	2 ½	28	40	1 ½			1			1
7		90	4		60	2 ½	32	50	2	28	40	1 ½	28	40	1 ½

Quadro 2.3: Espessura de paredes de alvenaria segundo regras antigas da Câmara Municipal de Lisboa

Ordem dos andares (a partir de cima)	Fachadas e apoio de vigamentos			Empenas e paredes sem cargas			Paredes de caves	Frontais com cargas e divisórias de escadas		Tabiques	
	Alvenaria ordinária	Alvenaria de tijolo	Blocos de betão	Alvenaria ordinária	Alvenaria de tijolo	Blocos de betão		Alvenaria de tijolo	Blocos de betão	Alvenaria de tijolo	Blocos de betão
1	40	1 ½	30	40	1 ½	20	60	½	10	½	10
2	50	2	40	40	1 ½	20		½	10	½	10
3	60	2 ½	40	40	1 ½	20		1	15	½	10
4	70	3	50	45	2	30		1 ½	20	½	10
5	80	3 ½	60	45	2	30		2	25	1	15
6	90	4	70	50	2 ½	30		2 ½	30	1	15

Observações:

Tijolo – 23 x11x 7.5

Altura dos andares – máximo 4m

Divisórias entre habitações > 20 cm

Paredes-mestras e empenas – tijolo de barro

São exemplo das regras empíricas de dimensionamento, as constantes do RGEU [7] e as regras antigas da Câmara Municipal de Lisboa.

No entanto, apesar de serem uma ferramenta legislativa, ambos os documentos não caracterizam completamente a alvenaria, pois nada é referido em termos de argamassa a aplicar nas juntas dos elementos.

J. Paz Branco em [8], estabelece critérios de qualidade para vários tipos de composição de argamassa em função do tipo de elemento de alvenaria, tendo implicitamente em consideração algumas situações de desempenho funcional (quadro 2.4).

Quadro 2.4: Aplicação de argamassas em alvenarias [8]

Ligante				Agregado				Tipo de obra						
Cal hidratada		Cal Hidráulica		Cimento Portland		Areia		Fundações		Alvenaria de Pedra			Alvenaria de tijolo	
Partes	kg	Partes	kg	Partes	kg	Partes	dm ³	Húmido	Seco	Rija	Pouco Rija	Rija	Interior	Exterior
3	525					4	1000		F	B	MB		MB	B
3	420					5	1000		F	T	B		B	T
3	350					6	1000		F	F	B		B	F
2	280					5	1000		F	F	T		T	F
3	190			4	400	8	800	ESP	ESP	ESP	ESP		ESP	ESP
3	190			2	200	6	600	MB	ESP	ESP	ESP		ESP	MB
3	190			2	200	10	1000	B	MB	MB	MB		MB	B
4	250			2	200	12	1200	T	B	B	B		B	T
		2	300			5	1000	B	MB	B	B		ESP	MB
		1	350			2	1000	MB	ESP	MB	MB		ESP	ESP
		2	400			3	1000	ESP	ESP	ESP	ESP		ESP	ESP
						5	1000	F	T	T	B		B	T
						4	1000	T	B	B	MB		MB	B
						3.5	1000	B	MB	MB	ESP		ESP	MB
						3	1000	MB	ESP	ESP	ESP		ESP	ESP

Sinalética:

F – Não recomendável, fraco

T – Tolerável em casos simples sem responsabilidade

B – Bom, recomendável

MB – Muito bom, em casos de grande responsabilidade

ESP – Excessivo, só em casos muito especiais

Como disposições construtivas referem-se, no caso das alvenarias de pedra, o cuidado associado à realização de:

- Cunhais, onde se recorria ao uso do travamento singelo e do travamento combinado, respectivamente, nos cunhais de paredes de pequena e de grande espessura;
- Ligações entre panos de paredes com recurso às soluções de: interpenetração vertical e de caixa contínua;
- Aberturas, mediante o recurso a arcos, destacando: o arco abatido, o arco de espeques com fecho de pedra talhada, arco acachorrado, arco asa de cesto, arco parabólico e arco de volta perfeita;
- Redução do número e dimensão das juntas, a criação de um imbricado o melhor possível, a introdução de pedras que atravessavam toda a parede, os perpianhos;
- Fluxos de trabalho, onde se preconizava a execução das alvenarias a partir dos cunhais e dos vãos.

Recorria-se ainda frequentemente ao uso de gatos metálicos para a ligação de ombreiras e à introdução de elementos metálicos que funcionavam como tirantes, ancorados nas respectivas extremidades [8].

No caso das alvenarias de tijolo cerâmico procuravam-se respeitar os aspectos já referidos a propósito das alvenarias de pedra.

2.3. As paredes de alvenaria na construção actual em Portugal

As paredes de alvenaria de tijolo e blocos de betão sucederam, em Portugal, às paredes de pedra, com a seguinte sequência, durante o século XX (figura 2.8):

- Paredes simples de tijolo maciço ou perfurado e espessas;
- Paredes de pedra com pano interior de tijolo furado e eventual caixa-de-ar;
- Paredes duplas de tijolo com um pano espesso;
- Paredes duplas de tijolo furado com panos de espessura média ou reduzida;
- Paredes duplas de tijolo furado com isolamento térmico, preenchendo total ou parcialmente a caixa-de-ar.

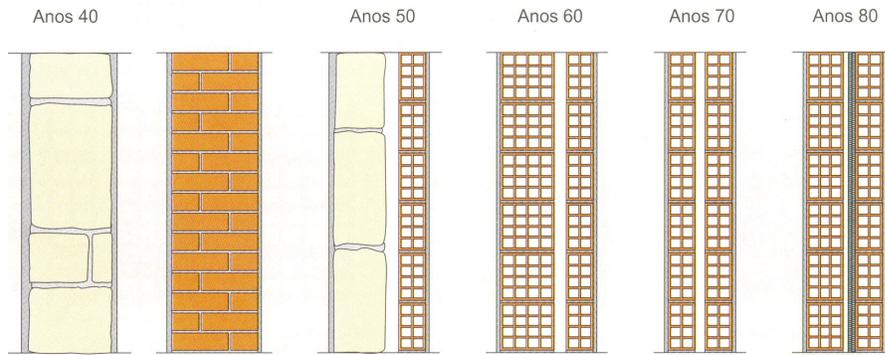


Figura 2.8: Síntese aproximada da evolução das paredes exteriores em Portugal

As paredes simples têm caído em desuso e o seu ressurgimento, essencialmente com recurso a blocos de betão, está ligado a soluções inovadoras de isolamento térmico pelo exterior, sistema ETICS, quer com revestimento delgado armado, quer sob "placagens" de protecção.

Actualmente no sentido da resolução de problemas acústicos, começa por se adoptar paredes duplas com recurso a panos com características diferentes, sendo um deles em alvenaria de tijolo e o outro em alvenaria de bloco de betão.

Outras soluções mais recentes não têm, ainda, a necessária divulgação: alvenarias resistentes de furação vertical, alvenarias armadas (com inserção de armaduras, quer verticais, quer horizontais), alvenarias de montagem simplificada (com encaixes otimizados, rectificação dos blocos e redução das juntas de argamassa), alvenarias executadas por autómatos e alvenarias com peças complementares, criando soluções construtivas globais para as paredes (peças de remate, padieiras, protecção térmica da estrutura, etc.).

2.3.1. Importância

A construção civil é uma das actividades mais importantes da economia portuguesa, representando actualmente, segundo vários estudos, cerca de 7% do Produto Interno Bruto e empregando cerca de 9% da força de trabalho nacional [9].

A construção de edifícios, como se pode verificar na figura 2.9, corresponde à parcela mais importante do conjunto total das actividades ligadas à construção civil.

As paredes de alvenaria são um subsistema onde são englobados elementos de custo elevado, tais como, revestimentos e esquadrias. Representam o maior volume de materiais, cerca de $0.3 \text{ m}^3/\text{m}^2$ de área em planta, correspondendo a cerca de 35% do peso do edifício. Interagem com a produção de praticamente todos os demais subsistemas, impondo o cronograma de trabalhos e a sequência de execução das demais tarefas [10].

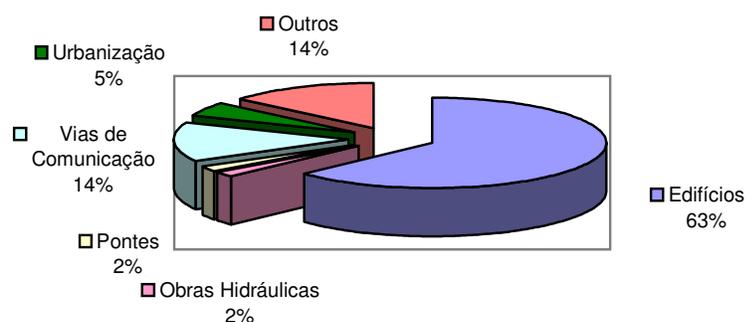


Figura 2.9: Peso relativo dos vários tipos de obras em Portugal [9]

O custo das paredes de alvenaria, num edifício corrente, representa uma grande parcela do custo total da obra, tendo grande influência na eficácia do processo de construção do edifício, sendo actualmente, uma das principais tarefas onde poderemos intervir de forma a aumentar a produtividade do processo de construção, representando assim, o alvo maior do processo de racionalização construtiva.

O custo dos trabalhos em alvenarias, representa em Portugal cerca de 8.5 a 10.5 % do custo global dos edifícios [11], o que permite situar o valor anual desses trabalhos em cerca de 1275×10^6 euros. Dado englobarem e interagirem de uma forma directa com subsistemas de custo elevado, tais como, revestimentos e esquadrias, será lícito considerar que directa e indirectamente representam anualmente cerca de 3825×10^6 euros [11].

Por outro lado, podemos facilmente constatar que as alvenarias têm grande influência no desempenho do edifício, nomeadamente quanto à: habitabilidade, segurança e durabilidade.

Como conclusão, podemos sem dúvida afirmar que nos edifícios, as alvenarias têm uma grande importância económica e contribuem significativamente para o seu desempenho.

2.3.2. Soluções estruturais

A partir de meados do século XX, as soluções construtivas adoptadas nos edifícios em Portugal, foram sujeitas a uma rápida e profunda evolução. As soluções tradicionais de alvenaria resistente foram progressivamente substituídas por soluções de betão armado. As alvenarias continuaram a ser usadas, mas com função de compartimentação, perdendo deste modo a sua função resistente.

Esta evolução conduziu a que, na actualidade, pelo menos, cerca de 98% das estruturas de edifícios realizados em Portugal sejam em estrutura reticulada de betão armado. Esta situação

é reveladora de alguns desequilíbrios, na forma como é seleccionada a solução estrutural que melhor se ajuste aos edifícios em termos económicos e de desempenho [9].

Como se pode constatar na figura 2.10, a situação portuguesa é bem diversa da observada em grande parte dos países desenvolvidos. A elevada percentagem de estruturas de betão armado em detrimento de outro tipo de estruturas, revela-se de certa forma anómala e desajustada.

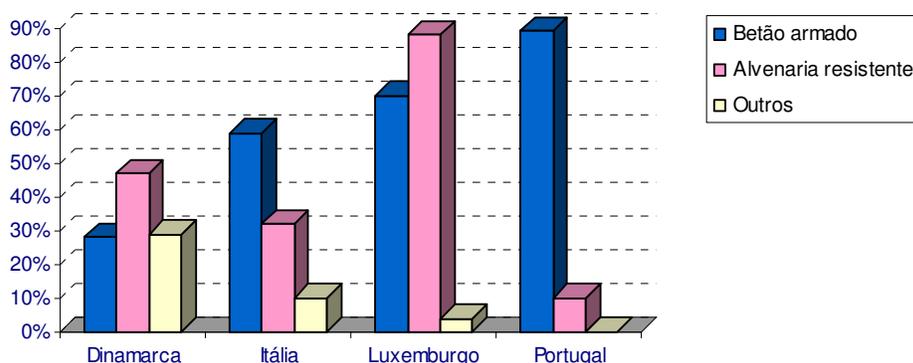


Figura 2.10: Comparação das soluções estruturais usadas em alguns países europeus [9]

A investigação no domínio das alvenarias estruturais tem sido praticamente inexistente se comparada com o betão armado e as estruturas metálicas. Os documentos normativos e regulamentares são praticamente inexistentes, não existindo em Portugal, antes do EC6 [2], quaisquer documentos que possibilitassem o dimensionamento de estruturas de alvenaria.

Espera-se que com o surgimento da regulamentação europeia, pela inclusão progressiva nos planos de estudos das escolas de engenharia e arquitectura de conhecimentos relacionados com soluções construtivas à base de alvenaria resistente, madeira e pré-fabricação, esta situação se venha a alterar.

2.4. Desempenho qualitativo das paredes de alvenaria

Actualmente as alvenarias são o processo construtivo mais frequente para a realização de paredes. Estas destinam-se a separar o espaço exterior do interior, assim como, a efectuar a compartimentação dos espaços interiores.

Apesar de existirem diferenças importantes entre as exigências funcionais aplicáveis às paredes exteriores e interiores, apresentam-se no quadro 2.5, as mais importantes, assim como, o desempenho esperado sob o ponto de vista qualitativo [9].

Quadro 2.5: Principais exigências funcionais das paredes de alvenaria e desempenho esperado

EXIGÊNCIAS FUNCIONAIS	DESEMPENHO ESPERADO
Estabilidade	Bom a excelente
Segurança ao fogo	Excelente
Estanquidade à água (quando revestida)	Boa
Conforto térmico	Regular a bom
Conforto acústico	Regular a bom (isolamento a sons aéreos)
Durabilidade	Boa a excelente
Manutenção	Baixos custos
Higiene	Deficiente (Deve ser recoberta por película impermeável à água)
Estética	Regular a excelente

2.5. Materiais para alvenaria

2.5.1. Elementos

Actualmente em Portugal, para a construção das paredes dos edifícios, podemos verificar a existência de vários tipos de elementos para alvenaria.

Os elementos, objecto de produção industrial e de aplicação mais generalizada são: os tijolos cerâmicos de furação horizontal, os tijolos cerâmicos para aplicação à vista, os blocos de betão de agregados correntes e leves.

Os tijolos cerâmicos de furação horizontal, são os elementos mais utilizados na realização das paredes, devendo a sua cota, no conjunto dos vários elementos para alvenaria, representar cerca de 90% [9].

Existem, outros elementos, com aplicação muito reduzida dos quais se destaca (figura 2.11):

- Painéis pré-fabricados de tijolo revestidos a gesso, usados exclusivamente em paredes de compartimentação, conduzem a um aligeiramento do elemento construtivo o que implica uma menor sobrecarga sobre os seus elementos de suporte;
- Os blocos de betão de agregados correntes “*splitados*”, destinados essencialmente a paredes exteriores. Na segunda metade dos anos 90, tiveram alguma implantação, embora o seu uso tenha vindo a decrescer, nomeadamente, na construção de edifícios de habitação. São produzidos no nosso país por duas importantes empresas ligadas à indústria do cimento;

- Os blocos de betão celular autoclavado. Alguns anos atrás, a fábrica existente no nosso país foi desmantelada. Actualmente, para o uso deste produto na construção civil, há necessidade de recorrer à sua importação;
- Os tijolos de cerâmica alveolada de furação vertical, normalmente provenientes de Espanha.



Figura 2.11: Exemplo de elementos de reduzida aplicação em Portugal

No que respeita à qualidade dos produtos genericamente disponíveis no nosso mercado para a realização de paredes, parece poder afirmar-se no que concerne aos tradicionais, e apesar da generalidade das empresas se terem modernizado em termos tecnológicos, que a qualidade corrente é mediana e a fraca.

2.5.1.1. Blocos de betão

Os blocos de betão, como material de construção para alvenarias, surgiram em Portugal durante a década de 60. O fabrico de blocos de betão era realizado em instalações de pequena dimensão e produzidos em linhas de pequena série.

Hoje em dia verificamos a existência de empresas industriais que investiram em tecnologias de produção de grande série e com níveis de automatização actualizados, importadas de países mais desenvolvidos, nomeadamente de França, sendo a forma geométrica dos produtos fabricados cópias dos produzidos nos países de origem das máquinas e dos moldes.

Para além da produção de blocos de betão de agregados correntes, está actualmente em forte expansão a produção de blocos de betão leve com agregados leves de argila expandida.

As características mais relevantes dos produtos mais correntes sintetizam-se no quadro 2.6.

A informação especializada sobre a caracterização física e mecânica dos produtos é escassa, sendo o único exemplo que se conhece de desenvolvimento de um documento de referência,

contendo a sistematização técnica do produto e as suas utilizações, o processo de homologação no LNEC, de um produtor de blocos de betão de argila expandida, na primeira metade dos anos 80.

Quadro 2.6: Características mais importantes dos blocos de betão correntes em Portugal

Formas	Dimensões	Peso aproximado	Furação	Resistência à compressão
	(cm)	(kg)	(%)	(MPa)
	40*20*30	20-29	45-65	3.5-4.5
	50*20*30			
	40*20*25	20-25	45-65	3.0-4.5
	50*20*25			
	40*20*20	15-22	40-50	3.0-4.5
	50*20*20			
	40*20*15	12-18	40-50	4.0-5.0
	50*20*15			
	40*20*12	12-15	40-50	4.0-5.0
	50*20*12			
	40*20*10	10-13	30-50	4.0-5.0
	50*20*10			
	40*20*8	8-12	30-50	4.0-6.0
	50*20*8			
	40*20*5	8-10	-	6.0-8.0
	50*20*5			

Observações:

A resistência à compressão é expressa em termos de área aparente, não normalizada pelos factores de forma.

As Normas Portuguesas eram inexistentes, havendo a necessidade de se recorrer a normas de referência, tais como: normas inglesas, BS, normas francesas, NF, e normas americanas ASTM.

Nos últimos anos o CEN tem vindo a desenvolver vários documentos normativos no âmbito dos blocos de betão para alvenaria, no que respeita a normas para o produto e normas de ensaio relativas às principais características do mesmo, assim como normas de ensaio relativas a métodos de ensaio para paredes de alvenaria.

As futuras normas do produto são a prEN 773-3: 2003 “Especificações para unidades de alvenaria – Parte 3: Blocos de betão (agregados densos e leves) para alvenaria” e a prEN 773-5: 2003 “Especificações para unidades de alvenaria – Parte 5: Blocos de betão de face-à-vista para alvenaria”.

A prEN 773-3 [12] especifica as características e requisitos para blocos de alvenaria de agregados correntes e leves, ou pela combinação de ambos, desde que a utilização principal da alvenaria seja de uso corrente, revestida ou à vista, resistente ou não resistente aplicada em edifícios ou obras de engenharia civil. Estes blocos são aplicados em todos os tipos de paredes incluindo paredes simples, paredes duplas, divisórias, paredes de suporte e fundações. Os blocos podem conferir protecção ao fogo, isolamento térmico e acústico e absorção acústica. Este documento inclui os blocos de alvenaria de betão de forma paralelepípedica rectangulares ou não rectangulares, de formas especiais e blocos acessórios. Define o desempenho relacionado com resistência, massa volúmica, tolerâncias dimensionais e permite a avaliação da conformidade do produto. Inclui também os requisitos de marcação do produto. O presente documento não especifica dimensões normalizadas, nem dimensões de fabrico normalizadas para blocos com outras formas especiais. Também não abrange painéis de alvenaria, blocos de ventilação nem blocos de alvenaria utilizados como barreiras de corte de capilaridade.

A prEN 773-5 [13] tal como a norma anterior, especifica as características e requisitos para blocos de alvenaria de betão de “face-à-vista”.

Apresenta-se em seguida o quadro da situação normativa do CEN/TC 125 relativo a blocos de betão, resumida no quadro 2.7.

2.5.1.2. Tijolos

Os tijolos cerâmicos são dos materiais de construção mais antigos, logo a seguir à pedra e à madeira. Historicamente, o tijolo é um produto de substituição, ou seja, ele foi utilizado primeiramente em regiões onde a pedra natural e a madeira não abundavam. Nos tijolos cerâmicos mais primitivos a argila era amassada com palha, para lhe dar mais consistência e seca ao sol [14].

Quadro 2.7: Situação normativa do CEN/TC 125 para blocos de betão para alvenaria

Blocos de Betão para Alvenaria	
NP EN 772-1:2002	Métodos de ensaio de blocos para alvenaria – Parte 1: Determinação da resistência à compressão
NP EN 772-2:2001	Métodos de ensaio de blocos para alvenaria – Parte 2: Determinação da percentagem de furação em blocos de betão para alvenaria (por impressão em papel)
NP EN 772-6:2002	Métodos de ensaio de blocos para alvenaria – Parte 6: Determinação da resistência à tracção por flexão de blocos para alvenaria de betão de agregados
prEN 772-8:1997	Methods of tests for masonry units – Part 8: Determination of water absorption of aggregate concrete masonry units by soaking
NP EN 772-11:2002	Métodos de ensaio de blocos para alvenaria – Parte 11: Determinação da absorção de água por capilaridade de blocos para alvenaria de betão de agregados, de betão “face-à-vista” e de pedra natural, e da taxa de absorção inicial de água de blocos cerâmicos
NP EN 772-13:2002	Métodos de ensaio de blocos para alvenaria – Parte 13: Determinação da massa volúmica real seca e da massa volúmica aparente seca de blocos para alvenaria (excepto blocos de pedra natural)
EN 772-14:2001	Methods of tests for masonry units – Part 14: Determination of moisture movement of aggregate concrete and manufactured stone masonry units
NP EN 772-16:2002	Métodos de ensaio de blocos para alvenaria – Parte 16: Determinação das dimensões
NP EN 772-20:2002	Métodos de ensaio de blocos para alvenaria – Parte 20: Determinação da planeza das faces de blocos para alvenaria de betão de agregados, de betão “face-à-vista” e de pedra natural Métodos de ensaio de blocos para alvenaria – Parte 16: Determinação das dimensões
EN 1745:2002	Masonry and masonry products. Methods for determining design thermal values.

No século XIX, com início da revolução industrial, o tijolo cerâmico surge como produto industrializado para construção. As virtudes que se foram detectando no uso deste material para o conforto da habitação permitiram uma expansão notável da alvenaria de tijolo cerâmico.

A normalização actualmente existente para o tijolo cerâmico data dos anos 60 e 70, constando das normas: NP 80 [15] e NP 834 [16]. Estes dois importantes documentos normativos estabeleceram as características físicas e dimensionais para os tijolos cerâmicos de alvenarias.

Tal como para os blocos de betão, o CEN tem vindo a desenvolver vários documentos normativos no âmbito dos tijolos cerâmicos, no que respeita a normas para o produto e normas de ensaio relativas às principais características do mesmo.

Nos números seguintes será dado devido relevo a este componente, dado ser um dos focos de incidência deste estudo.

A evolução recente das técnicas de construção, associadas a um domínio mais profundo dos materiais de construção e à necessidade de aplicar materiais nas alvenarias com comportamento adequado para o isolamento térmico, o isolamento acústico, a humidade de equilíbrio da habitação, a possibilidade de se comportarem como elementos resistentes da estrutura da habitação, trouxeram uma nova perspectiva sobre a utilização das alvenarias em cerâmica. Neste processo de racionalização, as alvenarias cerâmicas são cada vez mais encaradas como um material técnico das quais se podem tirar maiores e melhores desempenhos.

Em alguns países da Europa assiste-se a um incremento na introdução de novos produtos de alvenaria cerâmica nas técnicas de construção, com ganhos notáveis de produtividade, custo e de melhoria da construção, nomeadamente, os tijolos de furação vertical e respectivos acessórios que permitem, em situações de projecto bem elaborado, uma construção rápida e de elevado conforto.

Apesar de Portugal ser um dos países da Europa com maior incorporação de cerâmica na habitação, regista-se que a nossa indústria não tem disponível este tipo de materiais.

2.5.2. Argamassas

A argamassa é um componente destinado a unir os elementos entre si, transmitindo os esforços existentes na alvenaria, tornando-a monolítica e, ao mesmo tempo, actuando como um agente de acomodação de deformações.

As propriedades de interesse da argamassa dividem-se em dois grupos nítidos: propriedades no estado fresco, entendido como a condição na qual a argamassa ainda é trabalhável ou deformável plasticamente sob a acção de pequenas solicitações e propriedades no estado endurecido, quando ela já ultrapassou a idade necessária para lhe conferir resistência mecânica suficiente para resistir a esforços.

As argamassas usadas no assentamento e mesmo no acabamento das alvenarias são ainda em geral realizadas em obra, à base de cimento e areia. A utilização de cal hidratada ou hidráulica caiu em desuso sobretudo nas argamassas de assentamento. O cimento empregue

é normalmente Portland CEM II/B 32.5 N, mas em muitos casos não há cuidados especiais na selecção do tipo de cimento [9].

As dosagens das argamassas de assentamento são muito importantes para o correcto desempenho das paredes de alvenaria, embora sob o ponto de vista de resistência mecânica a sua contribuição se possa considerar ligeira, pois a contribuição fundamental reside nos elementos, quando consideramos propriedades, tais como, o módulo de elasticidade, retracção, etc., a sua prestação revela-se primordial. Estas propriedades, podem condicionar significativamente o aparecimento de anomalias.

Actualmente em Portugal, relativamente à composição das argamassas de assentamento, a documentação é escassa e ao nível de projecto as exigências, quando existem, são normalmente desadequadas, transferindo para a execução da obra a resolução do problema, normalmente resolvido com o empirismo dos encarregados de obra. Contudo, começa a verificar-se por parte de algumas empresas produtoras de elementos para alvenaria, preocupação relativa a este componente, levando-as a incluírem na descrição técnica do produto, alguma documentação técnica, com maior ou menor grau de exigência, destinada ao fabrico e aplicação das argamassas de assentamento.

Por outro lado, as empresas produtoras de cimento começaram a dedicar alguma atenção a este assunto, colocando no mercado argamassas pré-doseadas ou prontas. Com efeito sabemos que as propriedades mais relevantes exigíveis a uma argamassa são muito diferentes das aplicáveis aos betões, justificando-se o desenvolvimento de produtos específicos para esse fim que permitam por um lado melhorar aspectos como a trabalhabilidade, aderência, capacidade de reter água e baixo módulo de elasticidade e em simultâneo, tratando-se de produtos de produção industrial, evitar a variação e aleatoriedade das propriedades das argamassas realizadas em obra sem qualquer controlo.

2.6. Escolha dos sistemas construtivos

Existem inúmeros tipos de sistemas construtivos para a materialização das paredes de alvenaria, com os mais variados graus de industrialização (parâmetro que mede a produtividade do processo), tendo os seus custos de produção uma variação de grande amplitude e uma enorme diferenciação no seu desempenho funcional.

A escolha do sistema é complexa, difícil e delicada, porém é de fundamental importância para a qualidade do edifício, do seu processo de produção e da vida dos seus utentes.

É importante que a escolha do sistema seja essencialmente técnica, podendo estabelecer-se as seguintes condicionantes, como fundamentais a ter em conta na escolha do sistema

adequado: de exigência funcional, de projecto, de mercado, de construção, socio-político e culturais, de uso e manutenção, e económicas.

As condicionantes de exigência funcional mais importantes para levar em conta na escolha do sistema são: estabilidade, segurança ao fogo, segurança na utilização, estanquidade, conforto higrotérmico, ambiente atmosférico, conforto acústico, conforto visual, conforto táctil, higiene, adaptação à utilização e durabilidade.

As condicionantes de projecto terão de ter em atenção as suas especificidades e a interacção entre as diversas especialidades, nomeadamente: modularidade, coordenação modular com os demais sistemas, flexibilidade arquitectónica, aspectos estéticos e estilísticos, disposições legais e normativas, imposições contratuais e exigências ambientais.

As condicionantes de mercado assentam na disponibilidade e prazos de entrega, facilidades de compra, quantidade de fornecedores qualificados, grau de fiabilidade no fornecimento e venda de sistema construtivo.

As condicionantes de construção estão relacionadas essencialmente com as facilidades construtivas, integração e coerência com o sistema construtivo adoptado, disponibilidade de mão-de-obra qualificada para a execução, grau de industrialização e prazo de execução.

As condicionantes socio-políticas e culturais deverão assentar na adequabilidade à cultura dos utentes, na tradição construtiva local e nas políticas sectoriais.

As condicionantes de uso e manutenção deverão privilegiar a facilidade de substituição e reparação, a facilidade de manutenção, a garantia do sistema e assistência técnica e a amovibilidade.

As condicionantes económicas a levar em conta são: os custos de aquisição, os custos de manutenção da vedação, os custos de manutenção do edifício, a valorização económica do edifício, a valorização estética, a fiabilidade económica (grau de risco) e a vida útil.

2.7. Soluções mais correntes usadas em paredes de alvenarias

Em Portugal, durante longos anos, foi o RGEU [7] a única regulamentação que condicionou a espessura das paredes de alvenaria. No início dos anos 90, algumas regulamentações aplicáveis aos edifícios em domínios como a conservação de energia e conforto térmico, protecção contra ruído e segurança ao fogo, passaram a condicionar as soluções a adoptar para as paredes exteriores e interiores. Existem no entanto outros domínios para os quais não existe nenhum enquadramento.

A generalidade das paredes exteriores são de compartimentação e as soluções mais correntes são [9]:

- Paredes duplas para revestir, realizadas a partir de alvenaria de tijolo cerâmico de furação horizontal, não ultrapassando a parede mais espessa, 15 cm. O isolamento térmico é realizado por placas de poliestireno ou por poliuretano projectado, preenchendo parcialmente a caixa-de-ar. Em geral, estas paredes são pouco cuidadas em termos de projecto e execução, apresentando sistematicamente vícios, nomeadamente ao nível da ligação à estrutura, no número de ligadores entre panos, na drenagem da caixa-de-ar, na fixação e no posicionamento do isolamento térmico e redução de pontes térmicas;
- Paredes duplas, com o pano exterior destinado a ficar à vista, realizado em alvenaria de tijolo cerâmico maciço de furação horizontal ou ainda de blocos de betão. O pano interior é geralmente realizado por alvenaria de tijolo cerâmico de furação horizontal com 11 cm ou no máximo 15 cm. Em geral a estanquidade à água da face exterior do pano interior é melhorada através de um barramento ou pintura, em alguns casos armado com rede de fibra de vidro. O isolamento térmico é realizado como já foi referido. Em geral são visíveis orifícios dispostos inferiormente para drenagem da caixa-de-ar;
- As paredes duplas empregando alvenaria de blocos de betão, têm emprego reduzido, São geralmente utilizadas quando se pretende tirar partido estrutural da alvenaria, sendo esta confinada por elementos de betão levemente armado. Nesta solução o pano interior é, correntemente, em alvenaria de tijolos cerâmicos de furação horizontal.

O emprego de paredes simples cresceu nos últimos tempos, mas não é ainda muito frequente. Nesta solução são normalmente utilizados blocos de betão, sendo a estanquidade à água e o isolamento térmico e acústico resolvidos pela aplicação, na face exterior, do sistema ETICS, constituído por placas de poliestireno expandido, coladas ao suporte e revestidas por um reboco delgado, de ligante sintético em emulsão aquosa, cargas seleccionadas, para misturar com cimento Portland e armado com malha de fibra de vidro, sendo o acabamento feito com um revestimento plástico.

As paredes de compartimentação interior são realizadas, recorrendo ao emprego de alvenaria de tijolo cerâmico de furação horizontal de 7, 9 ou 11 cm. As espessuras maiores verificam-se nas paredes das casas de banho e cozinhas atendendo à necessidade de embutir nessas paredes, um maior número de instalações. Por requisitos acústicos e eventualmente térmicos, as paredes de separação de fogos e de confrontação com zonas comuns são mais cuidadas, sendo com frequência duplas, com isolamento acústico no seu interior.

2.8. Vantagens competitivas da alvenaria

A parede de alvenaria tem correntemente um bom desempenho funcional, nomeadamente em termos de isolamento térmico e acústico, estanquidade à água, resistência ao fogo e resistência mecânica.

A durabilidade é superior à de qualquer outro material. Os elementos cerâmicos têm uma durabilidade que pode ser considerada infinita (superior a 1000 anos), enquanto que outros elementos podem apresentar uma durabilidade superior a 100 anos, sem qualquer protecção e sem manutenção. As argamassas de assentamento têm uma durabilidade, em condições normais, muito superior a 100 anos.

As paredes de alvenaria têm uma excelente flexibilidade e versatilidade. O elemento de alvenaria é o pré-fabricado de menor módulo, o que conduz à máxima flexibilidade. Apresenta uma facilidade de composição de elementos com qualquer forma e dimensão.

O fabrico dos elementos é fácil e de baixo custo de produção, ao que não é alheia a total disponibilidade de matérias-primas, em qualquer região da Terra.

Em termos ambientais, a produção dos elementos para alvenaria não é poluente, sendo relativamente baixo o seu custo energético. As alvenarias não poluem o meio ambiente quando demolidas e sendo necessário, poderão ser cerca de 100% reutilizáveis.

Construtivamente, as alvenarias são de fácil produção, pois são facilmente manuseáveis, dada a baixa massa por unidade e formato paralelepípedo.

Socialmente são de maior aceitação pelo utente e pela sociedade, sendo correntemente a primeira opção de compra do mercado.

Em síntese as paredes de alvenaria apresentam como vantagens:

- A melhor relação custo/benefício entre todos os materiais existentes usados para vedação;
- Não existe material de construção mais económico em todo o mundo, considerando-se os investimentos inicial e de manutenção.

Como desvantagens, podem-se apontar:

- Necessidade de mão-de-obra especializada para a sua execução;
- Baixa produtividade na execução (elevado consumo de mão-de-obra);
- Domínio técnico centrado na mão-de-obra executora;
- Imagem de ser antiquada e perdulária;

- Elevada massa por unidade de superfície;
- Necessidade de revestimentos adicionais para ter textura lisa.

2.9. Anomalias em alvenarias

As paredes de alvenaria constituem um dos subsistemas mais importantes presentes nos edifícios, particularmente as paredes exteriores que, separando o ambiente interior do exterior, são decisivas para o desempenho dos edifícios. Apesar desta inegável importância, estas, de um modo geral, são objecto de poucos cuidados, para o que contribuem as particularidades das alvenarias como elemento construtivo:

- Constituem a tecnologia construtiva mais antiga, sendo o resultado, ao nível dos materiais e das tecnologias, da herança construtiva das regiões, o que justifica a grande diversidade de materiais e soluções;
- Asseguram várias exigências funcionais, sendo o seu desempenho fortemente condicionado pela qualidade construtiva;
- O estudo das alvenarias através de métodos modernos veio a ocorrer muito mais tarde do que o verificado noutros domínios da engenharia e da construção;
- A caracterização experimental nas alvenarias é muito mais complexa e envolve em geral custos mais avultados do que noutros materiais de construção.

Estas particularidades, associadas à falta da tradição de investigar, ensinar e pormenorizar cuidadosamente as alvenarias, representam um grande obstáculo, pois estas são um dos subsistemas onde se verificam maiores desajustes de desempenho e conseqüentemente de anomalias.

É do conhecimento geral que as paredes de alvenaria são o principal foco de anomalias nos edifícios, como é visível na figura 2.12, relativa a uma estatística francesa que não deve ser muito diferente do observado entre nós. Em Portugal, as anomalias mais frequentes relacionadas com as alvenarias são a fissuração de paredes exteriores e interiores, a manifestação de problemas associados à estagnidade da água e humidade, assim como, relacionadas com as anomalias referidas, a degradação dos revestimentos e acabamentos [14].

Os aspectos mais relevantes que estão na origem das referidas anomalias estão relacionados com: o projecto (impõe a solução construtiva), aspectos de carácter económico, a qualidade e a mão-de-obra e as práticas construtivas (figura 2.13).

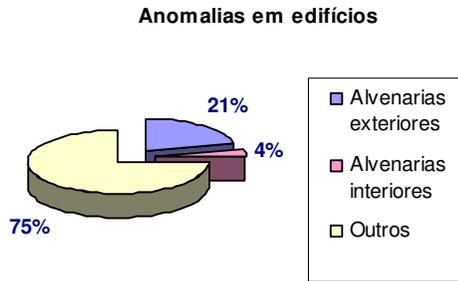


Figura 2.12: Anomalias em edifícios [9]

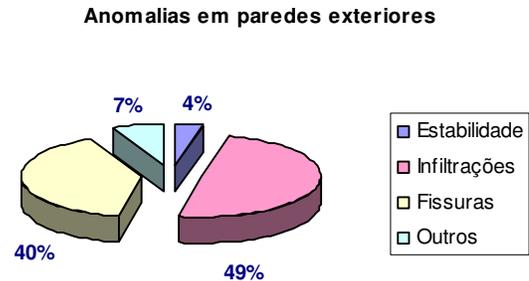


Figura 2.13: Anomalias mais frequentes em paredes exteriores [9]

2.9.1. O projecto

A solução construtiva das paredes está associada ao projecto de arquitectura, sendo da responsabilidade dos arquitectos. Geralmente o projecto apresentado é insuficiente, no que respeita à especificação dos materiais a empregar, características, pormenores de execução e representação dos pontos singulares a escalas convenientes, assim como, recorre cada vez mais a opções arquitectónicas potenciadoras de patologias, nomeadamente pela incidência mais directa nas fachadas dos agentes climáticos e pela sua maior esbelteza e desenvolvimento.

O “*projecto*” de alvenaria normalmente situa-se numa zona de fronteira entre a arquitectura e a estabilidade, com ligações a outros domínios, como por exemplo: as instalações, conservação de energia e conforto térmico, protecção contra ruído e a segurança ao fogo, sendo a sua compatibilização e coordenação insuficientes.

A inexistência de recomendações que ajudem os projectistas a escolher melhor as soluções de paredes e a detalhá-las convenientemente, com obrigatoriedade de existência de peças desenhadas explícitas, contribui seguramente para explicação de uma boa quota-parte das anomalias encontradas nos edifícios.

2.9.2. Aspectos de carácter económico

A selecção das soluções a empregar na realização de paredes deveria resultar duma ponderação mais consistente do que a habitualmente efectuada entre nós, considerando o custo global agregando a construção, utilização e manutenção. Habitualmente pondera-se apenas o custo de construção sem ter em conta os outros aspectos e designadamente a qualidade da execução e manutenção [9].

2.9.3. Qualidade e mão-de-obra

Sabemos que as características da mão-de-obra disponível para trabalhar na construção têm vindo a mudar. A disponibilidade de mão-de-obra experiente, sujeita a longos períodos de aprendizagem, reduziu-se muito. Por outro lado, algumas soluções arquitectónicas correntes hoje em dia e os ritmos de construção excessivamente rápidos praticados na actualidade, tornam a construção em geral e as paredes em particular extremamente sensíveis à qualidade de execução [9].

Estes aspectos acentuam a importância duma correcta escolha dos elementos, argamassas e acabamentos a usar na execução das alvenarias, sendo óbvio o interesse em ter soluções convenientemente detalhadas e, sempre que possível, simples, menos sujeitas à qualidade da mão-de-obra. Por outro lado o recurso a soluções mais racionais, que reduzam o esforço físico no assentamento, conduzirá a maior produtividade e economia [9].

2.9.4. Práticas construtivas

Grande parte das anomalias observadas nas alvenarias portuguesas, resultam de práticas construtivas que não atendem às singularidades deste subsistema, nem à forma como proporcionam a interacção entre este e os restantes subsistemas adjacentes.

Como exemplos reveladores das referidas práticas construtivas, refiram-se os seguintes aspectos [9]:

- Os pavimentos e estruturas de betão armado são em geral “*excessivamente*” deformáveis para servirem de suporte às paredes de alvenaria, embora grande parte das vezes dentro dos valores regulamentares previstos para o efeito. A deformação do suporte e/ou do elemento estrutural superior poderá produzir acções mecânicas nas paredes de alvenaria que poderão potenciar o aparecimento de fissuração;
- As ligações alvenaria/estrutura normalmente não existem ou são mal resolvidas. Com frequência não há ligação mecânica, mas também não se adoptam juntas;
- Em termos estruturais a influência dos panos de parede é, em geral, menosprezada;
- As paredes de alvenaria correntemente apresentam-se pouco resistentes, com dificuldade em suportarem as acções mecânicas a que estão submetidas. Circunstância a que não está alheia a fraca resistência mecânica da generalidade dos elementos para alvenaria, nomeadamente os mais usados em Portugal: o tijolo cerâmico de furação horizontal e os blocos de betão;

- As paredes duplas geralmente têm uma construção pouco cuidada no que respeita: à limpeza da caixa-de-ar, ligadores, orifícios de drenagem e ventilação, posicionamento e fixação dos isolamentos térmicos;
- Os pontos singulares de paredes, figura 2.14, como por exemplo em torno de aberturas, normalmente, são encarados como uma zona corrente do pano ou são mal resolvidos;
- As tentativas de minimizar as pontes térmicas recorrem geralmente a soluções inadequadas. Com frequência, estas trazem problemas mais graves do que aqueles que se pretendem minimizar;
- Os acabamentos são frequentemente escolhidos sem avaliação técnica e aplicados muito depressa;
- As fachadas são definidas por opções arquitectónicas, que normalmente não têm em conta a incidência da água da chuva, a qualidade da mão-de-obra e a necessidade de durabilidade;
- Rapidez de execução dos edifícios, onde a construção das paredes de alvenarias, segue a ritmo semelhante ao da evolução da estrutura, figura 2.15.



Figura 2.14: Situações potenciadoras de anomalias em alvenarias. Pontos singulares mal executados [9]



Figura 2.15: Situações potenciadoras de anomalias em alvenarias. Construção das alvenarias ao ritmo da estrutura [9]

3. Caracterização dos constituintes das paredes em alvenaria de tijolo

3.1. Tijolo cerâmico

As propriedades da cerâmica, como material de excepção para a conformação de geometrias e posterior resistência mecânica após cozedura, possibilitaram a evolução e a diversificação de modelos que acompanharam as exigências da edificação e das técnicas da construção.

O tijolo cerâmico (figura 3.1), é um produto técnico ao qual são exigidas determinadas características e comportamento em obra e por isso mesmo, sujeito a disposições regulamentares e especificações próprias. Como material de construção que é, tem como enquadramento regulamentar a directiva 89/106/CE Produtos de Construção [17] e as normas e especificações adequadas, que nos números seguintes se dará conhecimento [18].



Figura 3.1: Tijolos cerâmicos [18]

3.1.1. Matérias-primas

A argila grosseira possui grande quantidade de silte e areia e cores variadas, tais como, preta, cinzenta, vermelha, castanha, amarela ou verde. O teor em fracção argilosa da argila para tijolo é baixo, mas suficiente para permitir o desenvolvimento da plasticidade necessária para a moldagem dos corpos cerâmicos, plasticidade que cresce com o aumento do rácio dos minerais argilosos relativamente aos minerais não argilosos. Na composição da argila utilizada para o fabrico do tijolo podem participar: quartzo, mica, fragmentos de rocha, carbonatos (caleite, dolomito) em grão ou concreções, sulfatos (gesso), sulfuretos (pirite, marcassite), óxidos e hidróxidos de ferro (hematite, goethite e limonite), matéria carbonácea, caulinito (rara), illito, montmorilonite, elorite e interestratificados [18].

Para se obter um produto de boa qualidade é fundamental partir de matérias-primas com características adequadas e constantes ao longo dos diferentes fornecimentos. Como as argilas são matérias-primas naturais, as suas características poderão diferir ao longo do tempo. Para minimizar esta realidade, são normalmente utilizados no fabrico dos tijolos, dois tipos de argilas, com características diferentes, uma mais plástica ou “gorda” e uma menos plástica ou “magra” que são doseadas de modo a se obter uma mistura ou “pasta” com características constantes. Estas diferentes argilas são extraídas durante os meses mais secos e depositadas ao ar livre, em montes de camadas intercaladas, em grandes quantidades que normalmente chegam a atingir um ano de consumo. Este processo permite a desagregação dos materiais e facilita a homogeneização dos mesmos.

A investigação mineralógica da matéria-prima pode fornecer explicações para o efeito adverso de impurezas, tais como: carbonatos, sulfatos e sulfuretos, causadores de empoamento e de eflorescências nos produtos acabados. A matéria carbonácea, quando a queima é rápida e a atmosfera não é suficientemente oxidante, pode proporcionar o denominado “coração negro”. Se a matéria carbonácea se encontrar finamente dividida pode actuar como fuel natural economizando energia na queima. As solidificações calcárias devem ser finamente moídas ou removidas, se possível. Mas, ainda que finamente moído, o calcário, se for abundante, pode ocasionar a deformação dos corpos cerâmicos quando queimados a temperatura elevada [18].

3.1.2. Fabrico

O fabrico dos tijolos envolve todo um conjunto de fases que vão desde a pré-preparação dos montes de argila colocados no exterior, até à embalagem, passando pela preparação da pasta, conformação, secagem e cozedura [18].

3.1.2.1. Pré-preparação

Os montes, de matéria-prima, são cortados verticalmente apanhando as diferentes camadas e o barro é preparado em laminadores, máquinas que fazem passar a argila por dois cilindros metálicos em rotação, formando pequenas lâminas de pasta. Este processo vai destruir os torrões existentes e reduzir a granulometria da mesma. A pré-preparação da pasta é fundamental para a obtenção de um processo estabilizado em termos de redução de quebras.

Após esta pré-preparação, a pasta é armazenada no interior, abrigada das condições atmosféricas [18].

3.1.2.2. Preparação

A fase de preparação precede a fabricação propriamente dita, a extrusão. A pasta é de novo submetida a um processo de homogeneização. Passa inicialmente pelos misturadores, onde é realizada uma amassadura com adição de água, garantindo condições homogêneas de humidade e plasticidade. Posteriormente é colocada nos laminadores, sendo esmagada entre os respectivos cilindros, onde adquire uma maior homogeneidade que vai finalmente completar-se nas máquinas de moldar. À saída dos laminadores a pasta é recebida em correias transportadoras que vão lançá-la nas caixas de alimentação das máquinas de moldar [18].

3.1.2.3. Conformação

Segue então para os amassadores da feira com adição rigorosa de água e vapor de água e finalmente, passando através de uma câmara de vácuo é extrudada sob a forma de produto acabado, definida pelo molde colocado à boca da feira. Obtém-se assim um prisma de argila que é recebido sobre uma mesa munida de rolos que reduzem o atrito e seccionado por aparelhos cortadores em peças com as dimensões desejadas. A figura 3.2 representa o esquema do processo de fabrico dos tijolos até à saída da mesa de corte. Na figura 3.3 podemos ver os tijolos crus à saída da mesa de corte, os quais são posteriormente transportados para os secadores [18].

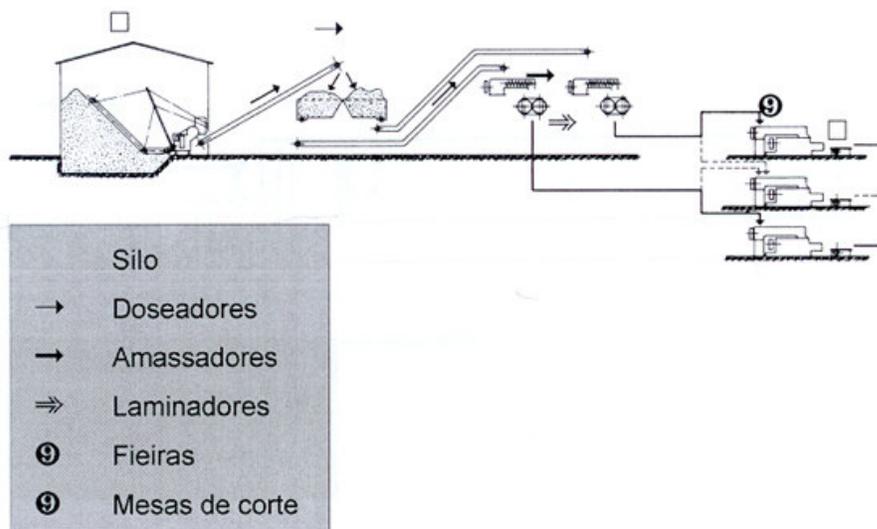


Figura 3.2: Processo de fabrico [18]



Figura 3.3: Tijolos crus à saída da mesa de corte [18]

3.1.2.4. Secagem

A secagem consiste na evaporação da maior parte da água de mistura dos produtos. A velocidade de evaporação da água de mistura, cresce, primeiro, rapidamente com a temperatura, atingindo o seu máximo quando esta se aproxima da temperatura ambiente. Segue-se depois um período em que a velocidade de evaporação diminui linearmente. Esta diminuição resulta da contracção sofrida pelos produtos à medida que a secagem progride. Com efeito, essa contracção traz como consequência não só uma diminuição da superfície de evaporação, mas também um aumento de resistência à difusão da humidade do interior dos produtos, para a superfície. O decréscimo linear da velocidade da evaporação termina quando a contracção superficial dos produtos atinge o seu limite. Daqui em diante a velocidade da evaporação diminui muito rapidamente a princípio e mais lentamente em seguida, à medida que se aproxima do seu termo.

Nesta fase do processo de produção, o tijolo é seco em câmaras a temperaturas que oscilam normalmente entre os 30 e os 70 °C. Esta etapa do processo produtivo tem como objectivo reduzir a humidade dos produtos antes da entrada no forno. Os produtos são colocados continuamente em prateleiras suspensas num balancelo, que percorre o secador. O ar utilizado na secagem dos produtos circula em contracorrente com o produto, sendo aquecido pelo calor proveniente da unidade de cogeração e pela utilização auxiliar de queimadores de gás. Em unidades fabris mais actualizadas, um computador controla o movimento dos produtos, a temperatura, a circulação e a humidade do ar. Esta operação é bastante delicada devendo ser controlada de modo a minimizar as fissuras que possam ocorrer. O tempo de secagem é variável e poderá oscilar em torno das 16 h [18].

3.1.2.5. Cozedura

Quando uma argila aproximadamente pura é aquecida progressivamente verifica-se o seguinte [18]:

- Toda a sua água de mistura ou humidade, é eliminada a uma temperatura pouco superior a 100 °C;
- Continuando o aquecimento, a cerca de 350-400 °C começa a eliminação da água de combinação dos alumino-silicatos hidratados que constituem a argila e dos quais, o mais importante, é o representado pela fórmula: $\text{Al}_2\text{O}_3, 2\text{SiO}_2, 2\text{OH}_2$, a caulinite;
- À volta de 650-700 °C toda a água de combinação foi eliminada. Ultrapassada esta temperatura, já não é possível recompor, por adição de água o hidro-silicato inicial;
- Se a elevação da temperatura continuar, a cerca de 800 °C começa a transformação do silicato anidro formado, noutros de fórmula molecular $\text{Al}_2\text{O}_3, \text{SiO}_2$, a «silimanite» e a «mulite». Esta transformação continua até 1100-1200 °C;
- A 1500 °C aparecem os primeiros sintomas de vitrificação acabando toda a massa por fundir-se se continuar a elevação de temperatura.

É esta a série de fenómenos sofridos pela argila durante o aquecimento, conduzindo a produtos mais ou menos resistentes, mas dos quais não é possível regressar à argila, a que se dá o nome de cozedura. Acabamos de tratar o caso de uma argila pura que não é o caso da argila usada no fabrico de telha e tijolo. Mas, de qualquer modo os fenómenos observados são essencialmente os mesmos, apenas variando a natureza dos silicatos formados, as temperaturas a que as transformações começam a fazer-se, o ponto até onde se leva a cozedura. No fabrico do tijolo, a cozedura termina no fim da eliminação da água de combinação e no começo da formação da mulite.

Nesta etapa do fabrico, os produtos secos são colocados automaticamente sobre vagões em pilhas. Os vagões passam por um pré-forno com o objectivo de reduzir a humidade. O forno túnel é constituído por zonas diversas, tais como: ante-fogo, cozedura e arrefecimento. Procede-se ao aumento gradual da temperatura até à zona de cozedura, e o seu decréscimo após a mesma. Num pico máximo, durante a cozedura, o tijolo é sujeito a uma temperatura de 900 a 1000 °C. O ciclo de cozedura é variável e poderá oscilar em torno de 24 h. O controlo das condições de cozedura e adequação dos seus parâmetros às características das matérias-primas e às características que se pretendem para o produto final é fundamental para a obtenção de um produto de qualidade [18].

3.1.2.6. Embalagem

Após a cozedura o tijolo está concluído e pronto a ser embalado e comercializado. Para facilidade de transporte este é embalado e protegido com filme plástico. A figura 3.4 representa os esquemas de fabrico entre a cozedura e a embalagem [18].

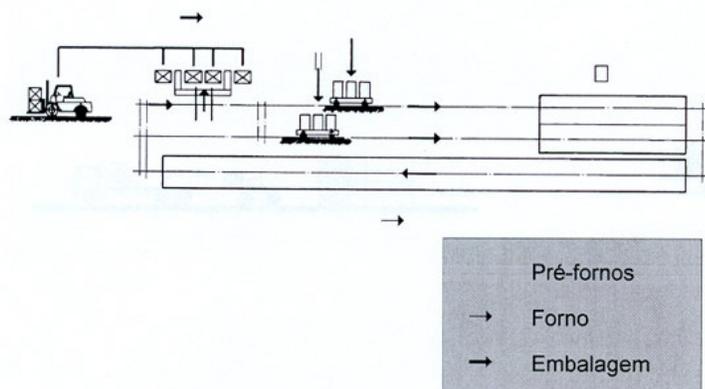


Figura 3.4: Cozedura e embalagem [18]

3.1.3. Caracterização física, química e mecânica do material cerâmico

As principais características intrínsecas do material cerâmico encontram-se sintetizadas no quadro 3.1.

Quadro 3.1: Características do material cerâmico [14]

Características do material cerâmico	Valores	Unidades
Massa volúmica aparente	1800 – 2000	kg/ m ³
Porosidade aberta	20 – 30	%
Absorção de água por imersão a frio	9 – 13	%
Coefficiente de saturação	0.6 – 0.8	
Absorção da água por capilaridade (1min.)	11	g/(dm ² min)
Condutibilidade térmica	1,15	w/m ² k
Coefficiente de absorção da radiação solar	0.65 – 0.8	
Dilatação térmica linear	$3.5 \cdot 10^{-6} - 5.8 \cdot 10^{-6}$	m/m °C
Expansão por humidade	0.9 – 1.7	mm/m
Humidade em equilíbrio (20 °C e 80 % HR)	0.11	%
Módulo de elasticidade longitudinal	8300	MPa
Coefficiente de Poisson	0,2	

3.1.4. Características mais importantes dos tijolos correntes em Portugal

No quadro 3.2, sintetizam-se as características mais relevantes dos tijolos correntes no mercado português, nomeadamente, dimensões, peso aproximado, percentagem de furação e resistência à compressão.

Quadro 3.2: Características mais importantes dos tijolos correntes em Portugal [14]

Formas	Dimensões (cm)	Peso aproximado (kg)	Furação (%)	Resistência à compressão ⁽²⁾ (MPa)
	30*20*22 ⁽¹⁾	7,0-11,0	55-70	1,9-3,9
	30*20*15 ⁽¹⁾	5,0-7,0	50-65	2,5-4,9
	30*20*11 ⁽¹⁾	4,0-6,0	50-65	2,8-5,2
	30*20*9	3,5-5,5	40-60	3,0-5,7
	30*20*7 ⁽¹⁾	3,0-5,0	40-60	3,7-7,0
	30*20*4	2,0-3,0	40-50	6,0-7,0
	22*11*7 ⁽¹⁾	1,5-2,5	25-40	8,0-9,5
	22*11*5	1,2-1,7	25-40	8,0-9,5
	22*11*7 ⁽¹⁾	2,5-3,5	0	17,0-48,0

Observações:

⁽¹⁾ Dimensões de acordo com a NP 834 [16];

⁽²⁾ Resistência à compressão é expressa em termos de área aparente, não normalizada pelos factores de forma.

3.1.5. Tipos de tijolo cerâmico. Normalização

Existem actualmente duas normas nacionais para tijolos cerâmicos. Uma, a NP 80 [15], define as características e os ensaios aplicáveis e a outra, a NP 834 [16], define os formatos e as tolerâncias dimensionais. Prevê-se que estas normas sejam substituídas pela norma europeia EN 771-1 [19].

3.1.5.1. Características e ensaios dos tijolos para alvenaria

As características e respectivos ensaios dos tijolos para alvenaria, são definidas pela norma NP 80 [15], a qual apresenta os tipos de tijolos cerâmicos, as várias características e os critérios de aceitação aplicáveis.

Tipos de tijolos

A Norma Portuguesa NP 80 [15] estabelece diferentes tipos de tijolos, os quais se encontram representados na figura 3.5 e definidos do seguinte modo:

- **Tijolo ou blocos de barro vermelho**, como sendo um material feito à base de argila cozida podendo ser maciço, furado ou perfurado e utilizado essencialmente na construção como material de enchimento, resistente ou para a aplicação à vista;
- **Tijolo maciço** (ou tijolo burro), é aquele onde o volume de argila cozida é superior a 85% do seu volume total aparente;
- **Tijolo perfurado**, é aquele com furos perpendiculares ao leito. A sua área não é inferior a 15% da área da face correspondente, nem superior a 50% da mesma;
- **Tijolo furado**, é aquele com furos ou canais de qualquer forma ou dimensão, paralelos ao leito e no sentido da maior dimensão. A sua área de furos varia entre 30 e 75% da área da face correspondente;
- **Tijolo para a aplicação face à vista**, é aquele tijolo cujo destino é ficar aparente, no interior ou no exterior da construção.

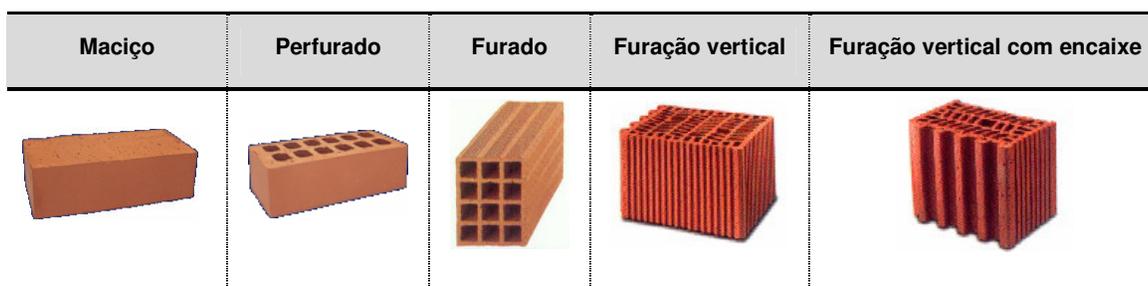


Figura 3.5: Diferentes tipos de tijolos cerâmicos

Aparência

Os tijolos devem ser bem conformados, isentos de saliências ou reentrâncias anormais, rachas e fissuras, e não devem possuir inclusões calcárias.

Toque

Os tijolos devem ter um toque sonoro quando repercutidos com uma peça metálica.

Marcação

Os tijolos devem ser marcados com a identificação do fabricante.

Resistência mecânica

Os tijolos cerâmicos são sujeitos a ensaios de compressão. As faces de contacto dos tijolos com os pratos de compressão, são regularizadas com uma camada de argamassa e os tijolos são mergulhados em água para saturação. A resistência mecânica obtida deve ser superior a 15 kgf/cm². Dos valores obtidos, numa amostra de 10 elementos, é possível classificar os tijolos cerâmicos em três classes de resistência: A, B e C (quadro 3.3).

Quadro 3.3: Classes de resistência mecânica segundo a NP 80 [15]

Classe	Valores mínimos (kgf/cm ²)		Observações
	Tijolos furados	Tijolos perfurados	
A	45	140	O tijolo das categorias A e B pode considerar-se como equivalente ao de 1. ^a qualidade referido no RGEU. O tijolo furado da categoria C é destinado a paredes não recebendo cargas.
B	30	100	
C	15	70	

Eflorescências

As eflorescências são manchas brancas que aparecem na superfície do tijolo. São provocadas por sais que se podem encontrar na composição da argila e que, quando em contacto com a água, se dissolvem e migram para a superfície do tijolo ao evaporar essa água, cristalizando. Alguns desses sais são nocivos para as argamassas ou para a própria cerâmica.

A formação de eflorescências avalia-se pela extensão dos depósitos salinos em cada um dos provetes. Os provetes são constituídos por 1/2 tijolo (um por cada tijolo) e com metade do seu comprimento. Colocando os provetes em recipientes com água destilada, com nível de 1,5 a 2 cm de altura do provete. Durante 7 dias são conservados nestas condições, mantendo-se o nível constante nos dois primeiros dias. As eflorescências são limitadas a 5 cm².

Sais solúveis

O ensaio de sais solúveis só é executado para casos duvidosos, resultantes do ensaio anterior. Avalia-se pela quantidade total de sais extraídos de um provete, por contacto temporário com água destilada e expressa em percentagem da massa do provete, não devendo exceder 0,5% da sua massa. Usam-se os meios tijolos não utilizados no ensaio anterior, pulverizam-se, colhe-se 200 g e peneira-se. Do material peneirado retiram-se 10 g, que depois se ensaia de acordo com a NP 80 [15].

Durabilidade

Os tijolos de revestimento, por ficarem aparentes na construção, devem ser duráveis quando expostos às condições atmosféricas e essa resistência deve ser adequada à severidade do ambiente local. A avaliação da durabilidade dos tijolos cerâmicos é feita indirectamente através da avaliação do valor da absorção de água fervente e do coeficiente de saturação. O coeficiente de saturação é a razão entre o valor da absorção de água fria, A, e o valor da absorção de água em ebulição, B.

A classificação da durabilidade é expressa em três níveis: “durável sob severas exposições”, para situações em que a ocorrência de temperaturas negativas se verifique após saturação em água dos tijolos; “durável sob exposições normais”, para situações de ocorrência de temperaturas negativas sem saturação em água dos tijolos; “não durável ao gelo”. Os tijolos cerâmicos são classificados como “duráveis sob severas exposições” caso o valor da absorção de água em ebulição seja inferior ou igual a 7 % ou o valor do coeficiente de saturação (A/B) seja inferior ou igual a 0,6 ou o valor da resistência mecânica seja superior ou igual a 490 kgf/cm², ou o valor $B+100*(A/B)$ seja inferior ou igual a 72. São classificados como “duráveis sob exposições normais” caso o valor de $B+100*(A/B)$ seja inferior a 93 (quadro 3.4).

Quadro 3.4: Classificação da durabilidade segundo a NP 80 [15]

Classe	Absorção de água a quente (%)	Resistência mecânica (kgf/cm ²)	Coeficiente de saturação	$B+100*(A/B)$
Durável sob severas exposições	≤ 7	ou ≥ 490	ou $\leq 0,6$	ou ≤ 72
Durável sob exposições normais	> 7	e < 490	e $> 0,6$	e < 93
Não durável ao gelo	> 7	e < 490	e $> 0,6$	e ≥ 93

3.1.5.2. Formatos normalizados do tijolo de barro vermelho para alvenaria

Os formatos dos tijolos encontram-se normalizados pela NP 834 [16]. Esta norma define para os formatos 22x11x7 cm, 30x20x7 cm, 30x20x11 cm, 30x20x15 cm e 30x22x20 cm as dimensões nominais, e as tolerâncias (quadro 3.5 e figura 3.6).

Quadro 3.5: Dimensões segundo a NP 834 [16]

Formato	Comprimento (mm)		Largura (mm)		Altura (mm)	
	Nominal	Tolerância	Nominal	Tolerância	Nominal	Tolerância
22x11x7	220	±6	107	±4	70	±4
30x20x7	295	±7	70	±4	190	±5
30x20x11	295	±7	110	±4	190	±5
30x22x15	295	±7	150	±5	190	±5
30x22x20	295	±7	200	±6	190	±5

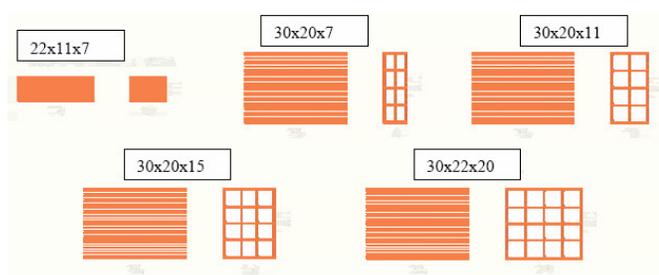


Figura 3.6: Diferentes formatos segundo a NP 384 [16, 20]

3.1.6. Normalização europeia

Foi desenvolvida uma norma de especificação de características e tolerâncias admissíveis, EN 771-1:2003 “*Specifications for masonry units – Part 1: Clay masonry units*”, e várias normas relativas a métodos de ensaio para elementos de alvenaria.

A EN 771-1 [19], define as características e os ensaios aplicáveis aos tijolos cerâmicos. Para a generalidade das características esta norma não especifica valores, definindo apenas classes de tolerâncias para algumas características. Esta situação permite que cada produtor declare os valores e as tolerâncias que garante para os seus produtos, obrigando por sua vez, o comprador a definir os critérios de aceitação para a aplicação pretendida.

As características indicadas devem ser definidas de acordo com as normas de ensaio apresentadas nos quadros 3.6, 3.7 e 3.8.

Quadro 3.6: Características e tolerâncias previstas na norma EN 771-1 [19]

Norma	Título	Exigências	Tolerâncias, classes ou categorias
NP EN 772-1:2002	Métodos de ensaio de blocos para alvenaria – Parte 1: Determinação da resistência à compressão	Resistência mecânica e categoria a declarar pelo fabricante.	Categoria I ou II
NP EN 772-3:2000	Métodos de ensaio para elementos de alvenaria – Parte 3: Determinação do volume líquido e da percentagem de furação em elementos cerâmicos para alvenaria por pesagem hidrostática		
EN 772-5:2001	Methods of test for masonry units – Part 5: Determination of active soluble salts content of clay masonry units	Teor em sais solúveis activos a declarar pelo fabricante.	S0, S1 ou S3
NP EN 772-7:2000	Métodos de ensaio para elementos de alvenaria – Parte 7: Determinação da absorção de água em água fervente de elementos cerâmicos para alvenaria	Limite de absorção de água a declarar pelo fabricante.	
NP EN 772-11:2002	Métodos de ensaio de blocos para alvenaria – Parte 11: Determinação da absorção de água por capilaridade de blocos para alvenaria de betão de agregados, de betão “face-à-vista” e de pedra natural, e da taxa de absorção inicial de água de blocos cerâmicos	Limite da taxa inicial de absorção de água a declarar pelo fabricante.	
NP EN 772-13:2002	Métodos de ensaio de blocos para alvenaria – Parte 13: Determinação da massa volúmica real seca e da massa volúmica aparente seca de blocos para alvenaria (excepto blocos de pedra natural)	Densidade a declarar pelo fabricante.	D1, D2 ou D0
NP EN 772-16:2002	Métodos de ensaio de blocos para alvenaria – Parte 16: Determinação das dimensões	Dimensões médias e limites a declarar pelo fabricante.	T1, T2 ou T0 R1, R2 ou R0
EN 772-19:2000	Methods of test for masonry units – Part 1: Determination of moisture expansion of large horizontally perforated clay masonry units	Inferior a 0,6 mm/m	
EN 772-22:1999	Methods of test for masonry units – Part 1: Determination of freeze/thaw resistance of clay masonry units	Categoria a declarar pelo fabricante.	F0, F1 ou F2
EN 1745:2002	Masonry and masonry products. Methods for determining design thermal values.	Propriedades térmicas a declarar pelo fabricante.	
NP EN 13501-1:2004	Classificação do desempenho face ao fogo de produtos e de elementos de construção. Parte 1: Classificação utilizando resultados de ensaios de reacção ao fogo.	Classe a declarar pelo fabricante.	Classe A1 (sem necessidade de ensaios) ou outra classe.

Quadro 3.7: Legenda do quadro 3.6

Tolerâncias, classes ou categorias	Designação
Categoria I	Elementos com tensão de compressão com um nível de confiança superior a 95 %
Categoria II	Elementos que não cumprem o nível de confiança previsto para a categoria I
S0, S1 e S2	Teor de sais solúveis de acordo com o quadro 3.8
Tolerância D1	Máximo de 10 %
Tolerância D2	Máximo de 5 %
Tolerância D0	Desvio em percentagem declarado pelo fabricante
Tolerância T1	$\pm 0,40 \cdot \sqrt{\text{dimensão de fabrico}}$ mm, e no máximo 3 mm
Tolerância T2	$\pm 0,25 \cdot \sqrt{\text{dimensão de fabrico}}$ mm, e no máximo 2 mm
Tolerância T0	Desvio em mm declarado pelo fabricante
Tolerância R1	$\pm 0,60 \cdot \sqrt{\text{dimensão de fabrico}}$ mm
Tolerância R2	$\pm 0,30 \cdot \sqrt{\text{dimensão de fabrico}}$ mm
Tolerância R0	Limite em mm declarado pelo fabricante
Categoria F0	Exposição passiva – alvenaria ou elementos de alvenaria que não serão expostos à humidade e condições de gelo
Categoria F1	Exposição moderada – alvenaria ou elementos de alvenaria que estão expostos à humidade e a ciclos de gelo e degelo
Categoria F2	Exposição severa – alvenaria ou elementos de alvenaria que estão sujeitos à saturação com água, combinada com ciclos frequentes de gelo e degelo, devido às condições climáticas e ausência de elementos de protecção
Classe A1	Os elementos que contenham homogeneamente distribuídos, materiais orgânicos até um máximo de 1,0 % da sua massa ou volume, são classificados na classe A1 de resistência ao fogo sem necessitarem de ensaios

Quadro 3.8: Categorias em função do teor em sais solúveis indicadas no quadro 3.7

Categoria	Percentagem da massa não superior a	
	Na ⁺ + k ⁺	Mg ²⁺
S0	Requisitos não especificados	Requisitos não especificados
S1	0.17	0.08
S2	0.06	0.03

Esta norma, define dois grandes grupos de tijolos cerâmicos quanto à sua densidade aparente:

- LD – Baixa densidade, para alvenaria protegida, sendo a sua massa volúmica aparente igual ou inferior a 1000 kg/m³;
- HD – Alta densidade, para alvenaria protegida ou não protegida, sendo a sua massa volúmica aparente superior a 1000 kg/m³;

Algumas das normas europeias, à data da publicação deste trabalho, encontram-se em fase de aprovação do projecto final, sendo apresentadas com o prefixo “**pr**” antes da sigla “**EN**”.

3.1.6.1. Determinação da resistência à compressão

A determinação da resistência à compressão efectua-se de acordo com a norma NP EN 772-1 [21]. A amostra será constituída por 10 provetes, podendo o seu condicionamento ser efectuado por: secagem ao ar, secagem em estufa, ou imersão em água. Deverá ser efectuada a regularização das superfícies para a obtenção dos requisitos de planeza e paralelismo, quer por regularização das faces com capa de argamassa, quer pela preparação das superfícies por acção mecânica com mós abrasivas. Após a preparação e o condicionamento é medida a superfície de contacto dos provetes, A_i . Posteriormente são colocados no centro da placa de uma máquina de compressão, onde é aplicada uma carga uniformemente distribuída, F_i , com velocidade constante até à rotura (figura 3.7).



Figura 3.7: Tijolo colocado na máquina de compressão para realização do ensaio segundo a norma NP EN 772-1 [20, 21]

O valor da resistência à compressão de cada provete, f_i , será dado pela expressão:

$$f_i = \frac{F_i}{A_i} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

Não se encontram definidos valores mínimos, mas apenas duas categorias I e II, sendo a categoria I destinada aos tijolos de resistência mecânica garantida e a categoria II destinada a tijolos normais.

3.1.6.2. Determinação do volume líquido e percentagem de vazios dos elementos cerâmicos de alvenaria por pesagem hidrostática

A determinação do volume líquido e percentagem de vazios dos elementos cerâmicos de alvenaria por pesagem hidrostática efectua-se segundo a norma NP EN 772-3 [22]. O objectivo deste ensaio é o de obter o volume líquido dos elementos de alvenaria por pesagem ao ar, pesagem em água e subtrair ao volume total, obtido pelas suas dimensões. Também se pode obter o volume e percentagem de vazios.



Figura 3.8: Pesagem hidrostática segundo a norma NP EN 772-3 de um tijolo [20, 22]

3.1.6.3. Determinação do teor em sais solúveis activos dos elementos cerâmicos de alvenaria

A determinação do teor em sais solúveis activos dos elementos cerâmicos de alvenaria efectua-se segundo a norma EN 772-5 [23]. A amostra considerada para este ensaio é de 10 unidades que não tenham sido expostas à água. O método adoptado baseia-se na determinação do teor em iões metálicos, libertados durante o ensaio, os quais podem ser responsáveis, em determinados condições, por efeitos nocivos nas argamassas ou nos próprios elementos. A preparação da amostra resume-se em esmagar os elementos cerâmicos de alvenaria até obter pedaços de tamanho inferior a 1 mm. Posteriormente o material é passado pelo peneiro de 150 μm , sendo seguidamente adicionada água ao material da amostra passado pelo referido peneiro e finalmente filtra-se a suspensão, após esta ter sido agitada (figura 3.9). O procedimento consiste na determinação do teor em iões metálicos, com recurso a um método de espectrometria de absorção atómica ou de plasma. O resultado apresentado reporta-se à percentagem total em massa do teor em iões metálicos.



Figura 3.9: Aspecto geral dos utensílios usados na análise do teor em sais solúveis segundo a norma EN 772-5 [20, 23]

3.1.6.4. Determinação da absorção de água de tijolos de face-à-vista em água em ebulição

A determinação da absorção de água de tijolos de face-à-vista em água em ebulição efectua-se segundo a norma NP EN 772-7 [24]. É considerada uma amostra de 10 unidades. Os provetes, após secagem até massa constante, são pesados, m_d . São subsequentemente imersos em água em ebulição durante 5 horas, deixando-os posteriormente, arrefecer imersos durante 16 horas. Seguidamente são escorridos e pesados, m_s . É calculada a percentagem de absorção de água dos elementos de alvenaria, W_s , pela seguinte expressão:

$$W_s = \frac{(m_s - m_d)}{m_d} \times 100\%$$



Figura 3.10: Aspecto geral do ensaio de determinação da absorção de água por imersão segundo a norma NP EN 772-7 [20, 24]

3.1.6.5. Determinação da taxa inicial de absorção de água de elementos cerâmicos de alvenaria

A determinação da taxa inicial de absorção de água de elementos cerâmicos de alvenaria efectua-se de acordo com a norma NP EN 772-11 [25]. O objectivo deste ensaio é determinar a taxa inicial de absorção de água por capilaridade, considerando para tal uma amostra de 10

provetes. Após secagem até massa constante, $m_{dry,u}$, a face de assentamento dos elementos, com uma área, A_s , é imersa em água durante um determinado período de tempo, t , e registado o aumento de massa, $m_{so,s}$. No caso dos elementos cerâmicos é medida a taxa inicial de absorção de água, $C_{wi,s}$. O coeficiente de absorção de água por capilaridade, $C_{wi,s}$, é dado pela expressão:

$$C_{wi,s} = \frac{m_{so,s} - m_{dry,u}}{A_s \times t} \times 10^3 \quad \text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{min})$$



Figura 3.11: Aspecto geral do ensaio de determinação da absorção de água por capilaridade segundo a norma NP EN 772-11 [20, 25]

3.1.6.6. Determinação da massa volúmica absoluta seca e da massa volúmica aparente seca dos elementos de alvenaria

A determinação da massa volúmica absoluta seca e da massa volúmica aparente seca dos elementos de alvenaria efectua-se de acordo com a norma NP EN 772-13 [26]. O objectivo deste ensaio é determinar a massa volúmica absoluta seca e a massa volúmica aparente seca dos elementos de alvenaria, usando uma amostra de 10 unidades. Após secagem até massa constante e determinação dos volumes absolutos, V_{nu} , e aparentes, V_{gu} , usando respectivamente as normas NP EN 772-16 [27] e NP EN 772-3 [22]. São calculadas as massas volúmicas secas absolutas e aparentes dos elementos de alvenaria, pelas seguintes expressões:

- Massa volúmica seca aparente, ρ_{gu}

$$\rho_{gu} = \frac{M_{au}}{V_{gu}} \times 10^6 \quad \text{Kg}/\text{m}^3;$$

- Volume absoluto, V_{nu}

$$V_{nu} = \frac{M_{au} - M_{wu}}{\rho_w} \quad \text{m}^3;$$

- Massa volúmica seca absoluta, ρ_{nu}

$$\rho_{nu} = \frac{M_{au}}{V_{nu}} \quad \text{Kg/m}^3.$$

Onde: M_{au} é a massa após secagem até massa constante, M_{wu} é a massa do elemento submerso e ρ_w é o peso específico da água.



Figura 3.12: Aspecto de uma das fases do ensaio referente à determinação da massa volúmica segundo a norma NP EN 772-13 [20, 26]

3.1.6.7. Determinação das dimensões

A determinação das dimensões dos elementos de alvenaria efectua-se de acordo com a norma NP EN 772-16 [27]. O objectivo deste ensaio é determinar as dimensões dos elementos de alvenaria, usando uma amostra de 10 unidades. Após preparação das faces, através da eliminação de rebarbas nas arestas que possam prejudicar a medição, são medidos o comprimento, a largura e a altura dos provetes, bem como a espessura das paredes exteriores e septos interiores, com auxílio de um dispositivo apropriado, nomeadamente com recurso a um paquímetro (figura 3.13). Os resultados são os valores médios das dimensões expressas em mm.



Figura 3.13: Determinação das dimensões de um tijolo [20, 27]

3.1.6.8. Determinação da expansão por humidade de elementos cerâmicos de alvenaria de furação horizontal de grande dimensão

A determinação da expansão por humidade de elementos cerâmicos de alvenaria de furação horizontal de grande dimensão efectua-se de acordo com a norma EN 772-19 [28]. A amostra considerada é de 10 unidades. O objectivo deste ensaio (figura 3.14) é determinar a expansão por humidade de elementos cerâmicos de alvenaria de furação horizontal de grande dimensão. Este ensaio consiste em medir o comprimento inicial do provete, l_i , posteriormente medir o comprimento, l_{m1} , após recozimento num forno à temperatura de 600 °C durante 4 horas e finalmente imergir os provetes em água fervente durante 24 horas e medir o comprimento após arrefecimento, l_{m2} . A expansão por humidade é dada pela expressão:

$$e_s = \frac{l_{m2} - l_{m1}}{l_i} \times 1000 \quad \text{mm/m}$$



Figura 3.14: Aspecto do ensaio de determinação da expansão por humidade segundo a norma EN 772-19 [20, 28]

3.1.6.9. Determinação da resistência ao gelo/degelo de elementos cerâmicos de alvenaria

A determinação da resistência ao gelo/degelo de elementos cerâmicos de alvenaria efectua-se de acordo com a norma EN 772-22 [29]. A amostra considerada é de 0,25 m². No topo de uma câmara climática é montado um painel de elementos cerâmicos de alvenaria que tenham sido previamente imersos em água durante um período de tempo de 7 dias (figura 3.15). Os elementos são separados uns dos outros por meio de uma junta de borracha ou por meio de argamassa de endurecimento rápido. Este painel é subsequenteamente arrefecido ao ar a -15 °C durante 2 horas. Seguidamente é pulverizado com água a 25 °C durante 5 minutos. O número de ciclos a considerar poderá variar entre 5 a 100 ciclos. A deterioração provocada pelas acções de congelamento e descongelamento é avaliada e usada para determinar a resistência dos tijolos ao gelo/degelo. Os resultados baseiam-se na apreciação visual da rotura e na indicação do número de ciclos.



Figura 3.15: Aspecto do ensaio de determinação da resistência ao gelo e degelo, segundo a norma EN 772-22 [20, 29]

3.1.6.10. Determinação da absorção de água

A determinação da absorção de água efectua-se de acordo com o Anexo C da EN 771-1 [19]. O objectivo deste ensaio é determinar a percentagem de absorção de água dos elementos de alvenaria, usando uma amostra de 10 unidades. Após secagem até massa constante, m_d , os elementos são imersos em água à temperatura ambiente durante 24 horas, sendo posteriormente pesados, m_s . É calculada a percentagem de absorção de água dos elementos de alvenaria, W_s , pela seguinte expressão:

$$W_s = \frac{m_s - m_d}{m_d} \times 100\%$$

3.2. Argamassa de assentamento

A argamassa é um material composto, plástico, constituído por agregados miúdos e por uma pasta aglomerante. Tem a propriedade de aderir a materiais porosos e de endurecer depois de certo tempo.

Embora a argamassa tenha, no volume da parede, um peso reduzido, a sua influência no desempenho da mesma é bastante superior. Em termos estéticos confere cor e textura à alvenaria. Em termos funcionais aglutina os elementos, criando a monoliticidade da alvenaria, distribui uniformemente as tensões, acomoda as deformações, garante a estanquidade ao ar e à humidade, sela as juntas quando a alvenaria é aparente e liga-se a outros constituintes e componentes. Em termos construtivos e mecânicos a sua resistência é condicionante, assim como a trabalhabilidade, embora a sua contribuição, sob o ponto de vista da resistência à compressão da alvenaria, seja menos significativa que a dos elementos [3].

A argamassa de assentamento tem como função formar as juntas de assentamento da alvenaria, as quais, tal como os elementos, são um componente da alvenaria. Devem ser executadas com argamassa, ter 8 a 15 mm de espessura e preencher totalmente a ligação entre os elementos, quer na vertical, quer na horizontal [14].

As funções principais das juntas de assentamento são:

- Solidarizar os elementos;
- Distribuir e uniformizar a tensão de contacto entre elementos, de forma a evitar roturas localizadas resultantes das irregularidades e desvios geométricos dos elementos;
- Permitir a acomodação das deformações;
- Aumentar a resistência ao corte e à tracção da parede, quer no seu plano, quer no plano transversal;
- Contribuir para a estanquidade da parede, nomeadamente à água, ao ar, aos fumos e à poeira;
- Contribuir para a capacidade de isolamento térmico e acústico da parede.

O desempenho destas funções só é possível acautelando diversas exigências relativas à espessura e acabamento das juntas, às características físicas e químicas das argamassas e seus constituintes, à composição e fabrico de argamassas, assim como, à correcta execução das juntas em obra.

3.2.1. Propriedades das argamassas

No século passado o cimento Portland tornou-se o principal constituinte das argamassas bem como do betão. No entanto, os princípios usados para produzir betões resistentes e duráveis não são aplicáveis a argamassas. No betão as propriedades físicas mais importantes são a resistência à compressão e a durabilidade. Nas argamassas, a resistência à compressão e a durabilidade são apenas duas de várias propriedades importantes, tais como a aderência e a capacidade de absorver deformações.

Estas qualidades das argamassas são influenciadas por dois conjuntos de diferentes propriedades que se interagem:

- As propriedades da argamassa no estado fresco a considerar são a trabalhabilidade, a retenção de água e a consistência;

- As propriedades da argamassa no estado endurecido a considerar são: a aderência, a durabilidade, a retração, a capacidade de absorver ou acomodar as deformações e a resistência à compressão.

3.2.1.1. Trabalhabilidade

A trabalhabilidade influencia a maior parte das outras propriedades e não só a facilidade de execução. A trabalhabilidade não é facilmente quantificável, pois não há testes que permitam a sua determinação. A trabalhabilidade é uma propriedade complexa que depende da plasticidade, coesão, densidade, consistência, viscosidade, aderência e retenção de água [3].

Os factores que influenciam a trabalhabilidade são o formato dos grãos do agregado, a dosagem e natureza dos finos, a dosagem e natureza do ligante, a dosagem e natureza dos adjuvantes e a relação água/materiais secos.

De um modo geral a trabalhabilidade é melhorada com a inclusão de cal e ar, quando as areias são bem graduadas e de formas arredondadas e aumentando a quantidade de água da amassadura. A cal melhora a plasticidade e aumenta a capacidade de retenção de água; o ar introduzido funciona como lubrificante embora reduzindo a resistência mecânica [3].

As condições ambientais e os diversos tipos de unidades das alvenarias prejudicam a trabalhabilidade da argamassa, pois os elementos mais pesados requerem argamassas mais secas para evitar assentamentos ou fuga da argamassa pelas juntas.

A trabalhabilidade é em geral facilmente reconhecida pelo pedreiro e difícil de especificar. Os ensaios normalmente previstos sobre as argamassas frescas dão indicações importantes quanto à trabalhabilidade: consistência e capacidade de retenção de água.

3.2.1.2. Consistência

Conforme a pasta de ligante envolve os grãos de areia, podemos distinguir três níveis de consistência [3]:

- Consistência seca, propriedade das argamassas ásperas, quando a pasta preenche apenas os vazios, permitindo que os grãos contactem entre si;
- Consistência plástica, adequada ao assentamento de alvenarias, quando a película da pasta “molha” a superfície dos grãos, garantindo boa aderência, lubrificação e boa trabalhabilidade;
- Consistência fluida, propriedade das argamassas segregáveis e com baixa resistência ao deslizamento, quando os grãos estão submersos na pasta sem coesão.

As argamassas adequadas ao assentamento de alvenarias são as plásticas, sendo os principais factores que influenciam este estado a relação água/ligante, a relação ligante/areia, granulometria da areia, a natureza e finura do ligante.

A consistência é em geral estabelecida pelo pedreiro. A argamassa não deve segregar, deve agarrar-se à colher do pedreiro quando transportada e soltar-se com facilidade, distribuir-se com facilidade por toda a superfície do elemento, preenchendo as reentrâncias, manter-se plástica durante o período de aplicação e suportar o peso do bloco. A consistência vai-se reduzindo ao longo do tempo por evaporação, devendo ser corrigida pelo pedreiro, desde que não se tenha iniciado a hidratação, o que corresponde a um período de aproximadamente 2 horas, após a amassadura.

A consistência pode ser avaliada com recurso à Sonda de Vicat, sendo avaliada pela profundidade de penetração da agulha expressa em mm, e mediante o ensaio de espalhamento, pelo qual a consistência é avaliada pelo aumento de diâmetro relativamente ao inicial de uma amostra tronco-cónica sujeita a movimentos cíclicos induzidos por uma mesa durante um certo intervalo de tempo.

3.2.1.3. Capacidade de retenção de água

A capacidade de retenção de água avalia a facilidade com que a argamassa perde parte da sua água de amassadura quando em contacto com um material absorvente e mesmo por evaporação. Argamassas com boa capacidade de retenção de água deverão manter a sua consistência plástica durante o tempo necessário ao assentamento [3].

Unidades muito absorventes deverão ser pré-humedecidas, mas as de origem cimentícia (blocos de betão) não deverão ser humedecidas, devendo ser a própria argamassa que resiste a essa sucção. Convém que as unidades não flutuem na argamassa, no caso de argamassas com boa retenção de água e unidades pouco absorventes, nem o inverso.

Como já foi referido, a retenção de água melhora com a dosagem de cal, o aumento do teor em ar e a utilização de areias finas, adjuvantes e ligantes adequados.

A avaliação da retenção de água pode ser efectuada medindo a consistência por espalhamento inicial e após contacto com a superfície absorvente.

3.2.1.4. Aderência

A aderência da argamassa é influenciada pela extensão de área de contacto entre a unidade e a argamassa e pelo respectivo potencial de aderência. A argamassa deve ter, para o tipo de elemento e a técnica empregada, características tais que, propiciem uma união resistente e

durável entre elementos, após o seu endurecimento. A aderência pode ser avaliada por ensaios de tracção ou flexão [3].

A figura 3.16, procura representar o mecanismo de aderência. O elemento deverá apresentar irregularidade e uma absorção adequadas que garantam uma aderência suficiente. A aderência depende bastante da ligação mecânica dos cristais de cimentos hidratados nos poros da superfície das unidades.

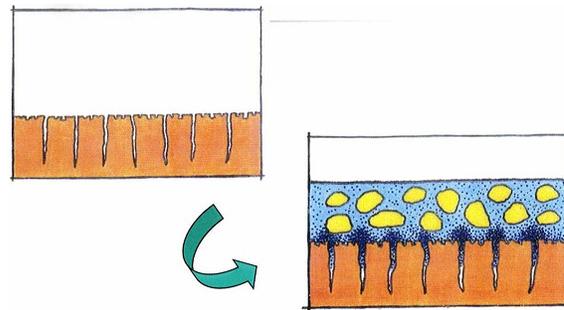


Figura 3.16: Mecanismo de aderência [10]

As figuras 3.17 e 3.18 procuram representar condições de aderência deficiente. A absorção excessiva prejudica a hidratação. Condições de cura húmidas após construção melhorando a aderência. A textura superficial também é importante. Grãos britados e as superfícies cortadas asseguram melhores ligações mecânicas do que superfícies moldadas ou extrudidas.

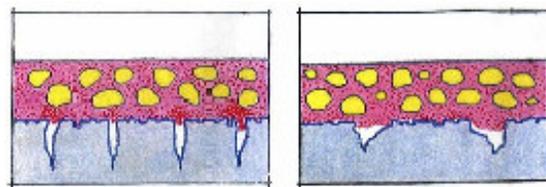


Figura 3.17: Aderência deficiente devida à fraca absorção e grande irregularidade do elemento [10]

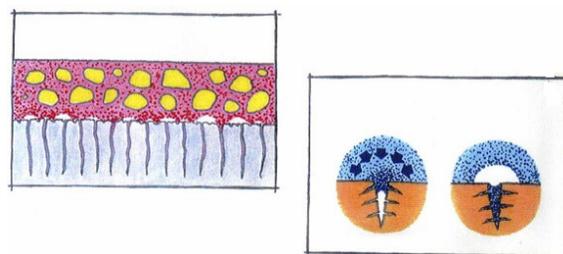


Figura 3.18: Aderência deficiente devido a absorção excessiva [10]

O assentamento é decisivo na aderência. O preenchimento total da junta assegura um contacto total e reduz a penetração potencial de água. O movimento das unidades após assentamento prejudica muito a aderência.

A determinação experimental é difícil. O simples levantamento de um elemento assente permite verificar se a argamassa aderiu a toda a superfície, sem bolhas de ar ou áreas não aderentes [3].

Em condições idênticas a aderência cresce com o aumento da resistência à compressão.

3.2.1.5. Resistência à compressão

A resistência à compressão é a característica da argamassa endurecida mais usada quer para identificação da argamassa quer para o seu controlo de qualidade e classificação para utilização estrutural.

O seu contributo na resistência à compressão da alvenaria é relativamente modesto. O crescimento da resistência prejudica em geral outras propriedades, tais como, a consistência e a aderência. De forma simplificada a resistência da argamassa aumenta com a quantidade e resistência do cimento e diminui com o excesso de finos, aumento da dosagem de cal, de água e ar introduzido. Por outro lado, não é possível melhorar a resistência das argamassas pela redução da quantidade de água da amassadura, pois seria comprometida a trabalhabilidade. Nas argamassas são correntes razões água/ligante superiores a 1 [3].

A avaliação da resistência à compressão é feita por ensaios sobre meios prismas 40x40x160 mm, previamente ensaiados à flexão, ou pequenos cubos de 70 ou 100 mm de aresta. Após desmoldagem a cura é efectuada em ambiente saturado ou por imersão. É vulgar ensaiar aos 7 e aos 28 dias.

3.2.1.6. Retracção

Em função da trabalhabilidade necessária, as argamassas são preparadas com razões água/ligante superiores a 1, o que vem acentuar a retracção e, conseqüentemente, a susceptibilidade de fissuração das juntas de argamassa. Na realidade, é importante distinguir as três formas de retracção que ocorrem num produto preparado com cimento, ou seja [30]:

- Retracção química entre o cimento e a água que se dá com redução de volume, estimado em cerca de 25 % do volume original;
- Retracção de secagem, onde a quantidade excedente de água, empregada na preparação da argamassa, permanece livre no interior de massa, evaporando-se

posteriormente. Tal evaporação gera forças capilares equivalentes a uma compressão isotrópica de massa, produzindo a redução do seu volume;

- Retracção por carbonatação, onde a cal hidratada libertada nas reacções de hidratação do cimento reage com o dióxido de carbono presente no ar, formando carbonato de cálcio. Esta reacção é acompanhada por uma redução de volume.

Os três tipos de retracção mencionados ocorrem no estado endurecido ou no processo de endurecimento da argamassa, em períodos relativamente longos. Contudo existe um quarto tipo de retracção, que ocorre com a argamassa no estado plástico, e que provém da evaporação da água durante a presa ou da percolação da água de regiões mais pressionadas para regiões menos pressionadas. Essa retracção plástica explica o adensamento das juntas de argamassa de uma alvenaria recém-construída [30].

Os factores que influenciam a retracção são:

- Composição química e finura do cimento: a retracção aumenta com a finura do cimento e com o seu conteúdo de cloretos e álcalis;
- Quantidade de cimento adicionada à mistura: quanto maior for o consumo de cimento, maior é a retracção;
- Natureza do agregado: quanto menor for o módulo de deformação do agregado, maior é a susceptibilidade à compressão isotrópica e portanto à retracção;
- Granulometria dos agregados: quanto maior for a finura dos agregados, maior será a quantidade necessária de pasta de cimento para recobri-los, e portanto maior será a retracção;
- Quantidade de água na amassadura: quanto maior for a relação água/cimento, maior será a retracção de secagem;
- Condições de cura: se a evaporação da água se iniciar antes do fim da presa do ligante, isto é, antes de começarem as primeiras ligações entre os cristais desenvolvidos com a hidratação, a retracção poderá ser acentuadamente aumentada.

3.2.1.7. Durabilidade

A durabilidade é um indicador de resistência aos agentes climatéricos e ao envelhecimento, particularmente aos ciclos gelo/degelo. A resistência à compressão é um bom indicador da durabilidade. No entanto muitos outros factores condicionam a durabilidade como sejam a concepção da parede, a qualidade de execução, etc..

Um bom comportamento aos ciclos gelo/degelo é conseguido pela inclusão de cal, introdutores de ar e boas aderências.

3.2.1.8. Capacidade de absorver deformações

A argamassa deverá ter capacidade de absorver deformações intrínsecas, termo-higroscópicas e extrínsecas, induzidas pela estrutura, sem que ocorram fissuras prejudiciais. Para cumprir esta função, o módulo de elasticidade da argamassa deverá ser inferior a 2000 MPa [10].

3.2.2. Tipos de argamassas

Tradicionalmente, as argamassas são uma mistura de ligantes, um ou mais, com areia e água com adição de eventuais adjuvantes. Na escolha do tipo de argamassa a empregar nas juntas de assentamento das alvenarias, deverá compatibilizar-se a aderência com a capacidade de absorver deformações.

É corrente designar as argamassas pelos ligantes que entram na sua composição [3]:

- Argamassas de cal aérea;
- Argamassas de cal hidráulica;
- Argamassas de cimento;
- Argamassas de cimento e cal ou bastardas.

As argamassas de cal aérea são pouco utilizadas, salvo eventualmente em trabalho de reabilitação.

As argamassas são também designadas pela forma de fabrico:

- Argamassas preparadas em obra;
- Argamassas prontas: pré-doseadas e prontas.

As argamassas prontas apresentam uma maior regularidade de características relativamente às argamassas preparadas em obra.

3.2.3. Caracterização dos constituintes das argamassas

Neste número irão caracterizar-se os principais constituintes das argamassas, nomeadamente: ligantes, agregados, água, adições e adjuvantes.

3.2.3.1. Cais de construção

Antes da descoberta dos ligantes hidráulicos e da invenção do cimento Portland, o material ligante utilizado era o que resultava da cozedura dos calcários. Associada a estes existe sempre a argila, em maior ou menor quantidade, porque a precipitação do carbonato de cálcio, em águas de grande tranquilidade arrasta consigo a argila que porventura esteja em suspensão. Assim, os calcários podem ser muito puros ou conterem quantidades variáveis de argila. Quando a argila é em quantidade superior ao carbonato forma-se uma marga calcária. A cozedura do calcário puro dá origem ao óxido de cálcio, que tem de ser extinto por imersão ou aspersão em água para produzir a cal aérea (cal hidratada ou cal apagada). A cozedura do calcário margoso dá origem às cais mais ou menos hidráulicas, conforme o teor de argila e aos cimentos naturais quando a matéria-prima é a marga calcária.

As cais de construção utilizadas como ligantes, sobretudo em argamassas para alvenaria, assim como, na execução de rebocos interiores e exteriores devem satisfazer o prescrito nas Normas Portuguesas, conforme se indica no quadro 3.9.

Quadro 3.9: Normas Portuguesas aplicáveis à cal de construção

Normas Portuguesas aplicáveis à cal de construção	
NP EN 459-1:2002	Cal de Construção: Parte 1: Definições, especificações e critérios de conformidade
NP EN 459-2:2002	Cal de Construção: Parte 2: Métodos de ensaio
NP EN 459-3:2002	Cal de Construção: Parte 3: Avaliação da conformidade

A norma NP EN 459-1 [31] classifica as cais de construção relativamente à composição química, como se transcreve no quadro 3.10.

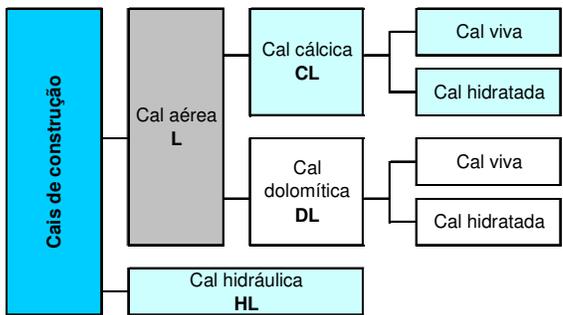
A classificação das cais de construção, preconizada na normalização europeia, baseia-se na composição química para as cais aéreas, cálcicas (CL) e dolomíticas (DL) e na resistência à compressão, para as cais hidráulicas (HL). Para as cais aéreas a sigla é constituída por CL ou DL, seguida de um número que indica a percentagem mínima de óxido de cálcio e óxido de magnésio que a cal contém, de acordo com o quadro 3.10.

Nas cais hidráulicas a sigla é constituída por HL ou NHL, seguida do valor 2, 3,5 ou 5 conforme a classe de resistência e de acordo com o quadro 3.11.

Uma cal hidráulica (HL) é, segundo a normalização europeia, um ligante constituído sobretudo por hidróxido de cálcio, silicatos e aluminatos de cálcio, produzido pela mistura de materiais adequados e que tem a propriedade de ganhar presa e endurecer em água. O dióxido de carbono atmosférico também contribui para o processo de endurecimento. Uma cal hidráulica

natural (NHL) é produzida pela calcinação de calcários mais ou menos argilosos ou siliciosos e posterior redução a pó por extinção, com ou sem moagem. Todos os tipos de cal hidráulica natural têm a propriedade de ganhar presa e endurecer em água e o dióxido de carbono atmosférico contribui também para o processo de endurecimento [32].

Quadro 3.10: Classificação das cais de construção de acordo com a normalização europeia [32]

Classificação das cais de construção relativamente à composição química						
		Valores expressos em % de massa				
		Tipo	CaO+MgO	MgO	CO ₂	SO ₃
	CL 90	≥ 90	≤ 5 ²⁾	≤ 74	≤ 2	-
	CL 80	≥ 80	≤ 5 ²⁾	≤ 7	≤ 2	-
	CL 70	≥ 70	≤ 5	≤ 12	≤ 2	-
	DL 85	≥ 85	≥ 30	≤ 7	≤ 2	-
	DL 80	≥ 80	≥ 5	≤ 7	≤ 2	-
	HL 2	-	-	-	≤ 3 ²⁾	≥ 8
	HL 3,5	-	-	-	≤ 3 ²⁾	≥ 6
	HL 5	-	-	-	≤ 3 ²⁾	≥ 3
	NHL 2	-	-	-	≤ 3 ¹⁾	≥ 15
	NHL 3,5	-	-	-	≤ 3 ¹⁾	≥ 9
	NHL 5	-	-	-	≤ 3 ¹⁾	≥ 3

Observações:

1) Teores de SO₃ superiores a 3% e até 7% são tolerados, se a expansibilidade for confirmada aos 28 dias com cura em água seguindo o ensaio preconizado na EN 196-2 [33].

2) Teores de MgO até 7% são tolerados, se a cal satisfizer o ensaio de expansibilidade indicado na EN 459-2 [34].

Nota: Os valores aplicam-se a todos os tipos de cal. Para a cal viva estes valores correspondem aos da condição “como entregue”; para todos os outros tipos de cal (cal hidratada, pasta de cal e cais hidráulicas) os valores baseiam-se no produto isento não só da água livre como também da água combinada.

Quadro 3.11: Resistência à compressão de cal hidráulica e cal hidráulica natural (NP EN 459-1 [31])

Tipos de cais de construção	Resistência à compressão	
	MPa	
	7 dias	28 dias
HL e NHL2	-	≥ 2 a ≤ 7
HL 3,5 e NHL 3,5	-	≥ 3,5 a ≤ 10
HL 5 e NHL 5	≥ 2	≥ 5 a ≤ 15 ^a

Observações:

^a HL 5 e NHL 5 com baridade inferior a 0,90 kg/dm³, é permitida uma resistência até 20 MPa.

Nota: Sabe-se que as argamassas com ligantes cálcicos adquirem resistência que aumenta lentamente com a carbonatação.

Podem-se também tomar como referência normas de outros países, tais como: as ASTM e as BS, referidas respectivamente nos quadros 3.12 e 3.13.

Quadro 3.12: Normas ASTM aplicáveis à cal de construção

Normas ASTM aplicáveis à cal de construção	
C5-79	Standard Specification for quicklime for structural purposes
C25-99	Standard test methods for chemical analysis of limestone, quicklime and hydrated lime
C50-99	Standard practice for sampling, sample preparation, packing and marking of lime and limestone products
C51-00a	Standard Terminology relating to lime and limestone (as used by industry)
C110-00a	Standard test methods for physical testing of quicklime, hydrated lime and limestone

Quadro 3.13: Normas BS aplicáveis para cal de construção

Normas BS aplicáveis à cal de construção	
BS 890:1995	Specification for building limes
BS 1924-2:1990	Stabilized materials for civil engineering purposes. Methods of test for cement-stabilized and lime stabilized materials
BS 6463-2:1984	Quicklime, hydrated lime and natural calcium carbonate. Methods of chemical analysis
BS 6463-101:1996	Quicklime, hydrated lime and natural calcium carbonate. Methods for preparing samples for testing
BS 6463-103:1999	Quicklime, hydrated lime and natural calcium carbonate. Methods for physical testing
BS EN 12946:2000	Liming materials. Determination of calcium and magnesium content. Complex metric method
BS EN 12947:2000	Liming materials. Determination of magnesium content. Atomic absorption spectrometric method

Cal aérea

A cal aérea é o ligante que resulta da decomposição, pela acção da temperatura, duma rocha com percentagem não inferior a 95% de carbonato de cálcio e magnésio. Quanto ao teor de impurezas, as cals dividem-se em gordas e magras. As cals aéreas gordas derivam de calcários quase puros com teores de carbonato não inferiores a 99%. As cals aéreas magras derivam de calcários com teores de argila e de outras impurezas compreendidos entre 1 e 5%.

Como o magnésio aparece muitas vezes associado ao cálcio, são frequentes na natureza, calcários com maior ou menor percentagem de dolomite. Assim, quanto ao teor de óxido de

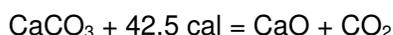
magnésio, as cais aéreas dividem-se em cais propriamente ditas e cais magnesianas, quando a percentagem de óxido de magnésio excede 20%.

O produto obtido pela cozedura destes calcários designa-se por cal viva (óxido de cálcio) que, por reacção com a água (extinção), dá origem ao hidróxido de cálcio, isto é, a cal aérea. A cal aérea em pó designa-se por cal hidratada e é fornecida em sacos análogos aos do cimento. No quadro 3.14 apresentam-se as principais características da cal hidratada [32].

Quadro 3.14: Características principais da cal hidratada [14]

Características	Cal hidratada (aérea)	
	Valores	Unidades
Superfície específica	8000 a 20000	cm ² /g
Baridade	490 a 700	kg/m ²
Massa volúmica absoluta	1800 a 2300	kg/m ²
Índice de hidraulicidade	-	-
Resistência à compressão, aos 7 dias	-	MPa
Resistência à compressão, aos 28 dias	-	MPa
Resistência refractária	De 1800 a 2000	°C
Início de presa	600	min
Presa aérea	100	%
Água unitária de amassadura	0.08 a 0.15	l/kg
Influência na trabalhabilidade	Muito boa	
Risco de fissuração	Desprezável	
Adaptação ao movimento dos edifícios	Boa capacidade	
Isolamento sonoro	Bom	
Impermeabilidade à água	Boa	
Permeabilidade aos vapores	Boa	
Armazenamento em boas condições	1	Ano

A reacção durante o fabrico é:



que se verifica a cerca de 894°C, temperatura à qual a pressão do dióxido de carbono que sai do calcário (pressão de dissociação do carbonato de cálcio) é um pouco superior à pressão atmosférica.

Para obtermos a cal aérea, a cal viva tem de ser extinta por imersão ou aspersão com água, produzindo-se a seguinte reacção:



reacção exotérmica, com expansão, que leva à fragmentação do óxido de cálcio. A extinção da cal dá-se com ligeira diminuição do volume total ocupado pela cal viva e pela água de

hidratação, mas, na verdade, observa-se um aumento importante no volume aparente, que passa para cerca do dobro, e um forte desprendimento de calor, que pode conduzir a temperaturas superiores a 100°C. Quando a extinção se faz por imersão obtém-se uma pasta, que se pode conservar muito tempo, antes que se dê a carbonatação, o que permite o seu emprego em argamassa.

A extinção da cal é tanto mais difícil quanto maior é a temperatura a que foi preparada. Quando, depois da aplicação, a cal se carbonata, combinando-se com o dióxido de carbono da atmosfera, a reacção é:



As cals aéreas são ligantes não hidráulicos, isto é, não têm possibilidade de endurecer dentro de água. São solúveis em água, sendo maior a sua solubilidade na água do mar.

Cal hidráulica

Quando o calcário que se sujeita à acção da temperatura, tem quantidades de argila compreendidas entre 5% e 20%, além da formação do óxido de cálcio, há a combinação da sílica e da alumina com este, em quantidades não desprezíveis, resultando daí a presença de silicatos e aluminatos que, hidratando-se, dão origem a produtos que endurecem tanto na água como no ar.

A preparação da cal hidráulica é feita como a da cal aérea, em fornos verticais de alvenaria, com revestimento refractário. Primeiro dá-se a evaporação da água de embebição, da pedreira, entre os 105 °C e os 110 °C (5% a 10% da massa); depois, entre os 500 °C e os 700 °C dá-se a desidratação das margas; entre os 850 °C e os 900 °C decompõe-se o calcário, e desta temperatura em diante, na zona de combustão, atingem-se temperaturas entre os 1200 °C e os 1500 °C, onde se dá a combinação da sílica e da alumina com parte da cal. As reacções desta fase são semelhantes às que se passam durante a fabricação do cimento Portland, formação de silicatos e de aluminatos, embora menos ricos em cal do que naquele [32].

Cal retirada do forno deve ser extinta, não só com o fim de eliminar a cal viva, mas muito especialmente para provocar a pulverização de toda a cal hidráulica. É este fenómeno que a distingue do cimento Portland, onde a finura da cal hidráulica é obtida por extinção da cal viva e não por moagem.

Após a extinção é obrigatória a separação do pó (incozidos) dos maiores grãos (sobrecozidos), podendo estes últimos ser moídos e adicionados à cal restante para aumentar a hidraulicidade.

O endurecimento das cals exige elevada finura, para se obter hidráulica, a qual pode também ser conseguida adicionando além dos sobrecozidos moídos, pozolana, ou escórias de alto-forno.

A hidráulica da cal depende da proporção de argila no calcário. O índice de hidráulica é dado pelo rácio:

$$\frac{\text{CaO}}{\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3},$$

nas cals hidráulicas, este índice varia de 2 a 10, enquanto que no cimento este índice é inferior a 2.

Tendo em conta as suas características, (quadro 3.15), a cal hidráulica pode ser utilizada na alvenaria corrente, betão em massa sujeito a tensões moderadas, fundações, rebocos, etc.,

Quadro 3.15: Características principais da cal hidráulica [14]

Características	Cal hidráulica	
	Valores	Unidades
Superfície específica	3000 a 8000	cm ² /g
Baridade	700 a 1000	kg/m ²
Massa volúmica absoluta	2600 a 2900	kg/m ²
Índice de hidráulica	2.0 a 10.0	-
Resistência à compressão, aos 7 dias	1 a 3	MPa
Resistência à compressão, aos 28 dias	3 a 5	MPa
Resistência refractária	< 800	°C
Início de presa	1500	Min
Presa aérea	70 a 80	%
Presa hidráulica	20 a 80	%
Água unitária de amassadura	0.40 a 0.50	l/kg
Influência na trabalhabilidade	Boa	
Risco de fissuração	Desprezável	
Adaptação ao movimento dos edifícios	Boa capacidade	
Isolamento sonoro	Bom	
Impermeabilidade à água	Muito boa	
Permeabilidade aos vapores	Boa	
Armazenamento em boas condições	0.5	Ano

3.2.3.2. Cimento

O cimento Portland é um ligante hidráulico, isto é, um material inorgânico finamente moído que, quando misturado com água, forma uma pasta que ganha presa e endurece por reacções e processos de hidratação e que, depois de endurecida, conserva a sua capacidade resistente e estabilidade mesmo debaixo de água.

O cimento é obtido a partir de uma mistura devidamente proporcionada de calcário ou cré (carbonato de cálcio), argila ou xisto argiloso (silicatos de alumínio e ferro) ou a partir de margas ou calcários margosos (margas – mistura de materiais calcários e argilosos) e, eventualmente, outra ou outras substâncias apropriadas ricas em sílica, alumina ou ferro, reduzida a pó muito fino, que se sujeita à acção de temperaturas da ordem de 1450°C, obtidas geralmente em grandes fornos rotativos. A mistura é muito bem homogeneizada e bem dispersa, quer a seco (fabricação do cimento por via seca) quer por meio de água (fabricação por via húmida) [32].

Àquelas temperaturas as matérias-primas reagem entre si, no que são ajudadas pela fase líquida obtida pela fusão de cerca de 20% da matéria-prima (clinquerização), originando novos compostos. Em virtude destes fenómenos químicos e físicos, os produtos da reacção, ao arrefecerem, aglomeram-se em pedaços com dimensões variáveis mas geralmente entre 2 mm e 20 mm, chamados clínquer. Os duros nódulos de clínquer são depois arrefecidos e moídos simultaneamente com uma pequena percentagem de gesso até se obter uma granulometria muito fina (figura 3.19).

Assim, a definição de cimento Portland nas várias normas dos diferentes países é considerada, nestes termos, reconhecendo que o gesso é adicionado após a calcinação. Hoje em dia outros materiais podem ser adicionados em diferentes proporções quer nos Centros de Produção de Cimento (originando cimentos de várias designações como o cimento Portland composto, cimento de alto forno, etc.) quer na amassadura do próprio betão.

O cimento é um material de construção usado como ligante no fabrico de diversos produtos de construção, nomeadamente de argamassas e de betões, tendo como constituinte principal o clínquer Portland (K). Pode ter outros constituintes como: escória granulada de alto forno (S), pozolana natural (P), pozolana natural calcinada (Q), cinza volante siliciosa (V), cinza volante calcária (W), xisto cozido (T), filler (L, LL), sílica de fumo (D) e adjuvantes. Um constituinte que está sempre presente é um regulador de presa.

Clínquer portland (K): é um produto artificial obtido por cozedura até princípio de fusão (clinquerização) do correspondente cru ou pasta e por arrefecimento adequado subsequente, de modo a ter a composição química e a constituição mineralógica convenientes. É um material hidraulicamente activo, que contém pelo menos dois terços de silicatos de cálcio, em massa, sendo o restante constituído por aluminatos e ferratos de cálcio, para além de pequenas quantidades de outros óxidos. A relação entre o teor de óxido de cálcio e o teor de óxido de silício não deve ser inferior a 2.0% e o teor de óxido de magnésio não deve ser superior a 5.0% em massa.

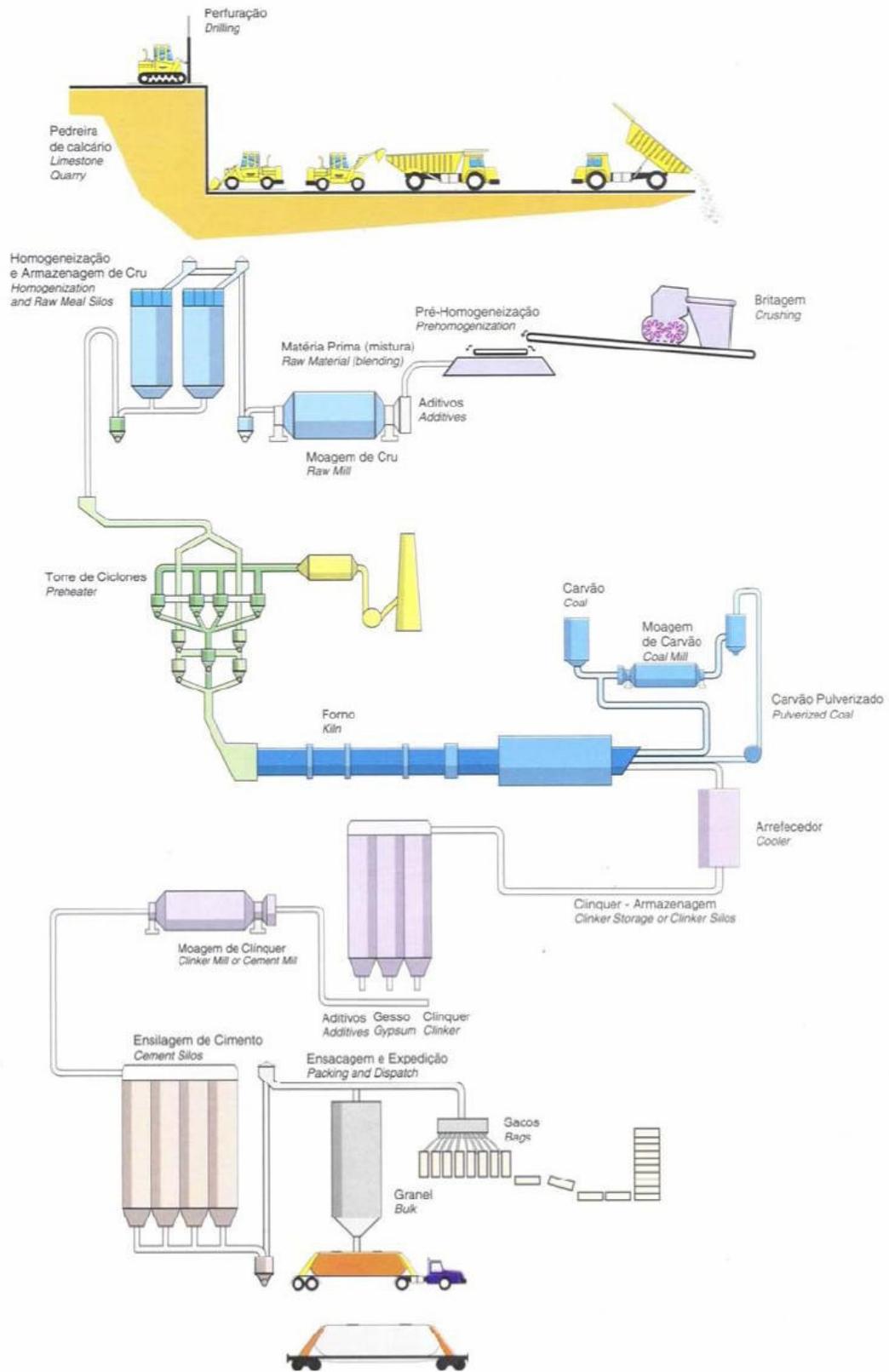


Figura 3.19: Produção de cimento (via seca)

Escória granulada de alto-forno (S): é um produto não metálico, obtido simultaneamente com o ferro fundido em alto-forno e arrefecido bruscamente, desde o estado de fusão, por meio de água, vapor de água ou ar, adquirindo deste modo a forma granular. Possui carácter básico e hidraulicidade latente e contém pelo menos dois terços em massa de fase vítrea. A soma dos óxidos de cálcio, magnésio e silício deve ser pelo menos dois terços em massa, sendo o restante óxido de alumínio, para além de pequenas quantidades de outros óxidos. A relação entre o teor de $\text{CaO}+\text{MgO}$ e o teor de SiO_2 deve ser superior a 1.0;

Materiais pozolânicos: podem ser de origem natural (rochas lávicas alteradas por meteorização), pozolana natural (P); artificiais (argilas de qualquer tipo depois de sujeitas a temperaturas suficientes para a desidratação, mas inferiores ao início de fusão), pozolana natural calcinada (Q) e xisto cozido (T); e subprodutos industriais, cinza volante siliciosa (V), cinza volante calcária (W), e sílica de fumo (D). A pozolana natural (Z) é um material normalmente de origem vulcânica, de natureza vítrea, traquítica ou pumítica, que consiste essencialmente em óxido de silício reactivo e óxido de alumínio, e que contém ainda óxido de ferro e outros óxidos, sendo a proporção de óxido de cálcio reactivo muito pequena. O teor em SiO_2 reactivo não deve ser inferior a 25% em massa. São também pozolanas naturais certos materiais de origem fóssil, tais como as diatomites. As cinzas volantes (V, W), apesar de não terem por si só propriedades aglomerantes hidráulicas, são capazes de se combinar à temperatura ambiente e em presença de água com o hidróxido de cálcio, para formar compostos semelhantes aos originados na hidratação dos constituintes do clínquer Portland. As cinzas volantes (V, W) são um pó fino, em grande parte sob a forma de pequenas partículas esféricas, arrastadas pelos gases de combustão dos queimadores de centrais termoeléctricas alimentadas com carvão pulverizado e recolhidas por precipitação electrostática ou captação mecânica [32].

As cinzas volantes podem ser de natureza siliciosa ou calcária. As primeiras têm propriedades pozolânicas; as segundas podem ter, complementarmente, propriedades hidráulicas.

Cinza volante siliciosa (V): é constituída essencialmente por dióxido de silício (SiO_2) e por óxido de alumínio (Al_2O_3). O restante contém óxido de ferro (Fe_2O_3) e outros compostos.

Cinza volante calcária (W): é constituída essencialmente por óxido de cálcio reactivo (CaO), por óxido de ferro (Fe_2O_3) e outros compostos.

Sílica de fumo (D): provém da redução de quartzo de alta pureza com carvão em fornos de arco eléctrico na produção de ligas de silício e de ferro-silício e é constituída por partículas esféricas muito finas contendo pelo menos 85 % em massa de dióxido de silício amorfo.

Fíler (L, LL): é um material natural ou artificial, devidamente seleccionado, de natureza inorgânica e origem mineral que, moído conjuntamente com clínquer Portland em determinadas proporções, afecta favoravelmente, sobretudo por acções de tipo físico, algumas propriedades do cimento tais como a trabalhabilidade, exsudação e retracção, sem prejuízo das demais propriedades. Se a proporção do fíler no cimento exceder 5% em massa, então aquele deve ser de natureza calcária e satisfazer as seguintes exigências: o teor em CaCO_3 deverá ser maior ou igual a 75% em massa e o teor em argila menor ou igual 1,20 g / 100 g;

Reguladores de presa: são materiais naturais ou produtos artificiais que, adicionados ao clínquer Portland e a outros constituintes eventuais dos cimentos, em proporções adequadas e moídos conjuntamente com eles, asseguram a regulação dos tempos de presa. O regulador de presa considerado na NP EN 197-1 [35] é o sulfato de cálcio nas suas variedades: gesso, sulfato de cálcio hemi-hidratado ou anidrite, ou qualquer mistura dos mesmos. O gesso e a anidrite encontram-se sob a forma natural. O sulfato de cálcio, em qualquer das suas variedades, pode ser também obtido como subproduto de determinados processos industriais;

Adjuvantes: são produtos que, em pequena proporção, igual ou inferior a 1% em massa de cimento, se podem utilizar para facilitar o processo de fabricação do cimento (adjuvantes de moagem), ou para introduzir algum comportamento específico. Não poderão prejudicar as propriedades e comportamento das argamassas e dos betões, nem contribuir para a corrosão das armaduras.

Os cimentos devem obedecer às condições gerais relativas a materiais e elementos de construção e ainda às Normas Portuguesas indicadas no quadro 3.16.

No quadro 3.17 são indicados os 27 produtos da família dos cimentos correntes, abrangidos pela NP EN 197-1 [35], a sua designação e composição, sendo agrupados em cinco principais tipos de cimento:

- CEM I Cimento Portland
- CEM II Cimento Portland composto
- CEM III Cimento de alto forno
- CEM IV Cimento pozolânico
- CEM V Cimento composto

Quadro 3.16: Normas Portuguesas aplicáveis ao cimento

Normas Portuguesas aplicáveis ao cimento	
NP EN 197-1:2001	Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes.
NP EN 197-2:2001	Cimento. Parte 2: Avaliação da conformidade
NP EN 196-1:1996	Métodos de ensaio de cimentos. Parte 1: Determinação das resistências mecânicas.
NP EN 196-2:1996	Métodos de ensaio de cimentos. Parte 2: Análise química de cimentos.
NP EN 196-3:1996	Métodos de ensaio de cimentos. Parte 3: Determinação do tempo de presa e da expansibilidade.
NP ENV 196-4:1990	Métodos de ensaio de cimentos. Determinação quantitativa dos constituintes.
NP EN 196-5:1996	Métodos de ensaio de cimentos. Parte 5: Ensaio de pozolanidade dos cimentos pozolânicos.
NP EN 196-6:1990	Métodos de ensaio de cimentos. Parte 6: Determinação da finura.
NP EN 196-7:1990	Métodos de ensaio dos cimentos. Parte 7: Métodos de colheita e preparação de amostras de cimento.
NP EN 196-21:1990	Métodos de ensaio de cimentos. Parte 21: Determinação do teor em cloretos, dióxido de carbono e álcalis nos cimentos.
NP 4326: 1996	Cimentos brancos. Composição, tipos, características e verificação da conformidade.

Os valores especificados para as propriedades mecânicas, propriedades físicas e as classes de resistência dos cimentos são as seguidamente estabelecidas.

- A resistência de referência de um cimento: é a resistência à compressão aos 28 dias determinada segundo a norma NP EN 197-1 [35]. Consideram-se seis classes de resistência de referência: classe 32.5N, classe 32.5R, classe 42.5N, classe 42.5R, classe 52.5N e classe 52.5R.
- A resistência aos primeiros dias de um cimento: é a resistência à compressão aos 2 ou 7 dias, determinada segundo a norma NP EN 197-1 [35]. Para cada classe de resistência de referência, são definidas duas classes de resistência aos primeiros dias;
- O princípio de presa: determinado segundo a norma NP EN 197-1 [35], deve ser pelo menos de 75 minutos para todos os tipos de cimento e classes de resistência 32.5N e 32.5R; deve ser pelo menos de 60 minutos para todos os tipos de cimento e classes de resistência 42.5N e 42.5R; deve ser pelo menos de 45 minutos para todos os tipos de cimento e para as classes de resistência 52.5N e 52.5R;
- A expansibilidade: determinada segundo a norma NP EN 196-3 [36], deve ser inferior ou igual a 10 mm para todos os tipos e classes de cimento.

Quadro 3.17: Composição percentual padrão dos diversos tipos de cimentos (NP EN 197-1 [35])

Tipos principais	Notação dos 27 produtos (tipos de cimento corrente)	Composição (percentagem em massa*)										Constituintes adicionais minoritários		
		Constituintes principais												
		Clínquer	Escória de alto forno	Sílica de fumo	Pozolana		Cinza volante		Xisto cozido	Filler				
					natural	Natural calcinada	silícios	calcária						
K	S	D ^b	P	Q	V	W	T	L	LL					
CEM I	Cimento Portland	CEM I	95-100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
CEM II	Cimento Portland de escória	CEM II/A-S	80-94	6-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-S	65-79	21-35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
	Cimento Portland de sílica de fumo	CEM II/A-D	90-94	-	6-10	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		Cimento Portland de pozolana	CEM II/A-P	80-94	-	-	6-20	-	-	-	-	-	-	-
	CEM II/B-P		65-79	-	-	21-35	-	-	-	-	-	-	-	0-5
	Cimento Portland de cinza volante	CEM II/A-Q	80-94	-	-	-	6-20	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-Q	65-79	-	-	-	21-35	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/A-V	80-94	-	-	-	-	6-20	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-V	65-79	-	-	-	-	21-35	-	-	-	-	-	0-5
	Cimento Portland de xisto cozido	CEM II/A-T	80-79	-	-	-	-	-	-	6-20	-	-	-	0-5
		CEM II/B-T	65-79	-	-	-	-	-	-	21-35	-	-	-	0-5
	Cimento Portland de calcário	CEM II/A-L	80-94	-	-	-	-	-	-	-	6-20	-	-	0-5
		CEM II/B-L	65-79	-	-	-	-	-	-	-	21-35	-	-	0-5
		CEM II/A-LL	80-94	-	-	-	-	-	-	-	-	6-20	-	0-5
CEM II/B-LL		65-79	-	-	-	-	-	-	-	-	21-35	-	0-5	
Cimento Portland composto	CEM II/A-M	80-94	6-20	6-20	6-20	6-20	6-20	6-20	6-20	6-20	6-20	6-20	0-5	
	CEM II/B-M	65-79	21-35	21-35	21-35	21-35	21-35	21-35	21-35	21-35	21-35	21-35	0-5	
CEM III	Cimento de alto forno	CEM III/A	35-64	36-65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM III/B	20-34	66-80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM III/C	5-19	81-95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
CEM IV	Cimento pozolânico	CEM IV/A	65-89	-	11-35	11-35	11-35	11-35	11-35	-	-	-	-	0-5
		CEM IV/B	45-64	-	35-55	35-55	35-55	35-55	35-55	-	-	-	-	0-5
CEM V	Cimento composto	CEM V/A	40-64	18-30	-	18-30	18-30	18-30	-	-	-	-	-	0-5
		CEM V/B	20-38	31-50	-	31-50	31-50	31-50	-	-	-	-	-	0-5

Os valores especificados para as propriedades químicas dos cimentos bem como as referências de ensaio, de acordo com a NP EN 197-1 [35], são estabelecidos no quadro 3.18.

Quadro 3.18: Valores especificados para as propriedades químicas dos cimentos e métodos de ensaio

Propriedade	Referência de ensaio	Tipo de cimento	Classe de resistência	Requisitos ^a
Perda ao fogo	EN 196-2 [*]	CEM I CEM III	Todas	≤ 5,0 %
Resíduo insolúvel	EN 196-2 ^b	CEM I CEM III	Todas	≤ 5,0 %
Teor de Sulfato (em SO ₃)	EN 196-2	CEM I	32,5 N	≤ 3,5 % ^f
		CEM II ^c	32,5 R	
		CEM IV	42,5 N	
		CEM V	42,5 R	≤ 4,0 %
		CEM III ^d	52,5 N 52,5 R	
Teor de cloreto	EN 196-21	Todas ^e	Todas	≤ 0,10 % ^f
Pozolanicidade	EN 196-5	CEM IV	Todas	Satisfaz o ensaio

Observações:

^a Os requisitos são indicados como percentagem em massa do cimento finalizado.

^b A determinação do resíduo insolúvel em ácido clorídrico e carbonato de sódio.

^c O tipo de cimento CEM II/B-T pode conter até 4,5 % de sulfato em todas as classes de resistência.

^d O tipo de cimento CEM III/C pode conter até 4,5 % de sulfato.

^e O tipo de cimento CEM III pode conter mais do que 0,10 % de cloreto, mas neste caso o máximo teor de cloreto deve ser referido na embalagem e/ou na guia de remessa.

^f Para aplicações em betão pré-esforçado, os cimentos podem ser produzidos com um valor inferior.

Se assim for, o valor de 0,10 %, deve ser substituído por este valor inferior, o qual deve ser indicado na guia de remessa.

O cimento Portland composto CEM II 32.5N é o ligante mais usado na composição das argamassas constituintes das juntas de assentamento das alvenarias, sendo as suas principais características apresentadas no quadro 3.19.

3.2.3.3. Areia

A areia a usar na composição de uma argamassa destinada ao assentamento de elementos de alvenaria, tem genericamente as mesmas exigências, no caso desta ser usada no fabrico do betão. As características das areias deverão respeitar as Especificações do LNEC e as Normas Portuguesas, apresentadas, respectivamente, nos quadros 3.20 e 3.21.

Quadro 3.19: Características principais do cimento Portland composto CEM II da classe 32.5N

Características principais	Cimento CEM II	
	Valores	Unidades
Superfície específica	2700 a 5000	cm ² /g
Baridade	800 a 1200	kg/m ³
Massa volúmica absoluta	3050 a 3160	kg/m ³
Índice de hidraulicidade	0.0 a 2.0	-
Resistência à compressão, aos 7 dias	>16	MPa
Resistência à compressão, aos 28 dias	32.5 a 52.5	MPa
Resistência refractária	< 400	°C
Início de presa	75	min
Presa hidráulica	100	%
Água unitária de amassadura	0.26	l/kg
Influência na trabalhabilidade	Média	
Risco de fissuração	Médio	
Adaptação ao movimento dos edifícios	Risco de fissuração	
Isolamento sonoro	Fraco	
Impermeabilidade à água	Muito boa	
Permeabilidade aos vapores	Fraca	
Armazenamento em boas condições	Sem limite	Ano

Quadro 3.20: Especificações do LNEC aplicáveis às areias

Especificações do LNEC aplicáveis às areias	
E 159	Agregados. Determinação da reactividade potencial.
E 196	Solos. Análise granulométrica.
E 223	Agregados. Determinação do índice volumétrico.
E 237	Agregados. Ensaio de desgaste pela máquina de Los Angeles.
E 251	Inertes para argamassas e betões. Ensaio de reactividade com os sulfatos em presença de hidróxido de cálcio.
E 252	Inertes para argamassas e betões. Ensaio de reactividade potencial com os álcalis do ligante. Processo da barra de argamassa.
E 253	Inertes para argamassas e betões. Determinação do teor em halogenetos solúveis.
E 355	Inertes para argamassas e betões. Classes granulométricas.
E 373	Inertes para argamassas e betões. Características e verificação de conformidade.
E 415	Inertes para argamassas e betões. Determinação da reactividade potencial com os álcalis. Análise petrográfica.

Quadro 3.21: Normas Portuguesas aplicáveis às areias

Normas Portuguesas aplicáveis às areias	
NP 85	Areias para argamassas e betões. Pesquisa da matéria orgânica pelo processo do ácido tânico.
NP 86	Inertes para argamassas e betões. Determinação do teor em partículas muito finas e matérias solúveis.
NP ENV 206	Betão. Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade.
NP EN 932-1	Ensaio das propriedades gerais dos agregados. Parte 1: Métodos de amostragem.
NP EN 933-1	Ensaio de propriedades geométricas dos agregados. Parte 1: Análise granulométrica. Método de peneiração.
NP EN 933-2	Ensaio para determinação das características geométricas dos agregados. Parte 2: Determinação da distribuição granulométrica. Peneiros de ensaio, dimensão nominal das aberturas.
NP 581:	Inertes para argamassas e betões. Determinação das massas volúmicas e da absorção de água das britas e godos.
NP 953	Inertes para argamassas e betões. Determinação do teor em partículas leves.
NP 954	Inertes para argamassas e betões. Determinação das massas volúmicas e da absorção de água de areias.
NP 955	Inertes para argamassas e betões. Determinação da baridade.
NP 956	Inertes para argamassas e betões. Determinação dos teores em água total e em água superficial.
NP 957	Inertes para argamassas e betões. Determinação do teor em água superficial em areias.
NP 1039	Inertes para argamassas e betões. Determinação da resistência ao esmagamento.
NP EN 1097-1	Ensaio para determinação das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 1: Determinação da resistência ao desgaste (micro-Deval).
NP EN 1097-2	Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 2: Métodos para a determinação da resistência à fragmentação.
NP EN 1367-2	Ensaio das propriedades térmicas e de meteorização dos agregados. Parte 2: Ensaio do sulfato de magnésio.
NP 1379	Inertes para argamassas e betões. Análise granulométrica.
NP 1380	Inertes para argamassas e betões. Determinação do teor de partículas friáveis.
NP 1381	Inertes para argamassas e betões. Ensaio de reactividade potencial com os álcalis do ligante. Processo da barra de argamassa.
NP 1382	Inertes para argamassas e betões. Determinação do teor de álcalis solúveis. Processo por espectrofotometria de chama.
NP 2106	Inertes para argamassas e betões. Determinação do teor em sulfatos.
NP 2107	Inertes para argamassas e betões. Determinação do teor em sulfuretos.

As características e os correspondentes valores limites que os agregados finos devem respeitar para poderem ser utilizados no fabrico de argamassas e de betões, assim como os documentos normativos que estabelecem os métodos de ensaio para a sua determinação, constam do quadro 3.22.

Quadro 3.22: Características e verificação da conformidade dos agregados

Características		Documento normativo	Valor a satisfazer
Absorção de água ⁽¹⁾ e massa volúmica	- de areias	NP 984	absorção ≤ 5,0 %
Quantidades de partículas ou matérias prejudiciais	- de matéria orgânica	NP 85	não prejudicial
	- de partículas muito finas e matéria solúvel	NP 86	areia natural ≤ 3,0 % areia britada ≤ 10,0 %
	- de partículas de argila	E 196	≤ 2,0 % de massa do ligante
	- de partículas friáveis	NP 1380	areia ≤ 1,0 %
	- de partículas leves ⁽¹⁾	NP 953	areia ≤ 0,5 %
Reactividade potencial com os álcalis dos cimentos	Processo absormétrico	E 159	negativo
	Proc. da barra de argamassa	NP 1381	extensão ≤ 1,0 x 10 ⁻³ ao fim de 6 meses
	Análise petrográfica ⁽²⁾	E 415	negativo
Reactividade com os sulfatos ⁽³⁾		E 251	Provete de argamassa: - ausência de fendilhamento - extensão < 0,5 x 10 ⁻³ Provetes de rocha: - extensão < 1,0 x 10 ⁻³ ao fim de 6 meses
Teor de cloretos		E 253	⁽⁴⁾
Teor de sulfuretos		NP 2107	
Teor de sulfatos		NP 2106	⁽⁵⁾
Teor de álcalis		NP 1382	
Análise granulométrica		NP 1379	⁽⁶⁾
Teor de água total		NP 956	⁽⁷⁾
		NP 957	

Observações

(1) Os valores exigidos por esta característica não se aplicam aos agregados leves.

(2) Na Especificação LNEC E 415 [37] indicam-se os minerais e rochas com formas de sílica potencialmente reactivas ou fornecedoras de álcalis.

(3) O ensaio de reactividade com os sulfatos é exigido quando os betões ficam em contacto com a água do mar ou com águas ou solos que contenham sulfatos com teores iguais ou superiores aos da água do mar e quando os agregados exibem feldspatos.

(4) O teor de cloretos dos agregados deve ser somado ao teor de cloretos dos outros constituintes do betão de forma que o teor por massa de cimento seja inferior a 1%, 0,4% e 0,2% no caso do betão simples, armado e pré-esforçado, respectivamente.

(5) O teor de sulfuretos, sulfatos e álcalis dos agregados deve ser somado aos correspondentes teores determinados nos outros componentes do betão (com excepção do cimento) e o valor final não deve exceder as seguintes percentagens referidas à massa do cimento ou à massa do cimento e das adições:

Cimento	Sulfuretos (expresso em S)	Sulfatos (expresso em SO ₃)	Álcalis * (expresso em Na ₂ O)
Tipo I	0,2	0,5	0,6
Tipo II	0,0	0,5	0,6
Tipo III	0,0	1,0	-
Tipo IV	0,2	2,0	-

*Esta determinação será dispensável se os agregados satisfizerem as exigências do quadro 25 no que respeita à reactividade potencial com os álcalis do cimento.

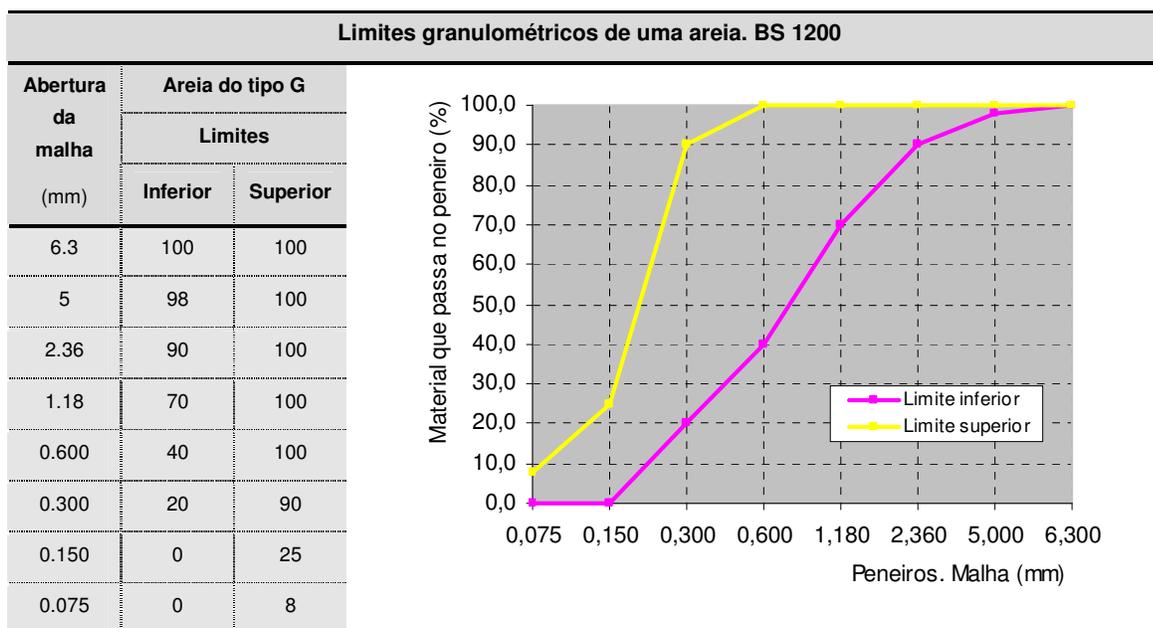
(6) A classificação dos agregados em classes granulométricas é feita na Especificação LNEC E 355 [38].

(7) O teor de água é usado para corrigir, quando necessário, a água de amassadura.

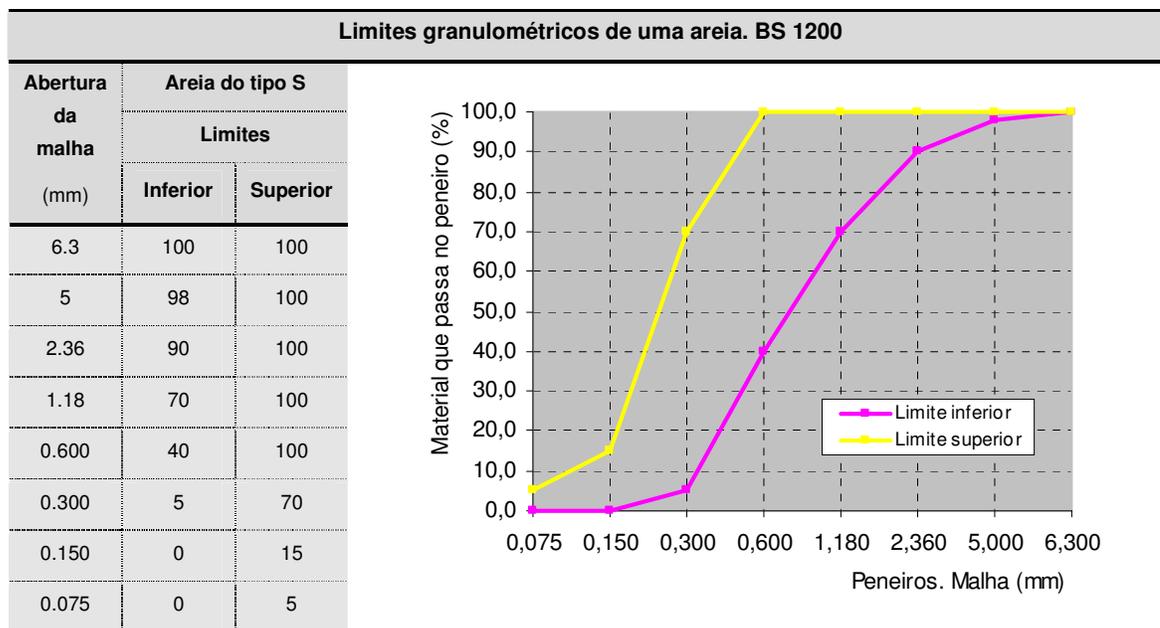
As exigências relativas às areias para alvenaria são genericamente os grãos serem arredondados, granulometria bem graduada, quantidade limitada de elementos finos e ausência de substâncias prejudiciais. A dimensão máxima do grão deve estar limitada entre $\frac{1}{3}$ e $\frac{1}{2}$ da espessura das juntas sem exceder 5 mm.

Diferente normalização apresenta fusos granulométricos limites que devem ser respeitados pelas areias (quadros 3.23 a 3.25). O teor em partículas finas deve estar também limitado a 15 %, cuja determinação é efectuada por ensaio que avalia a quantidade de partículas inferiores a 75 μm [3].

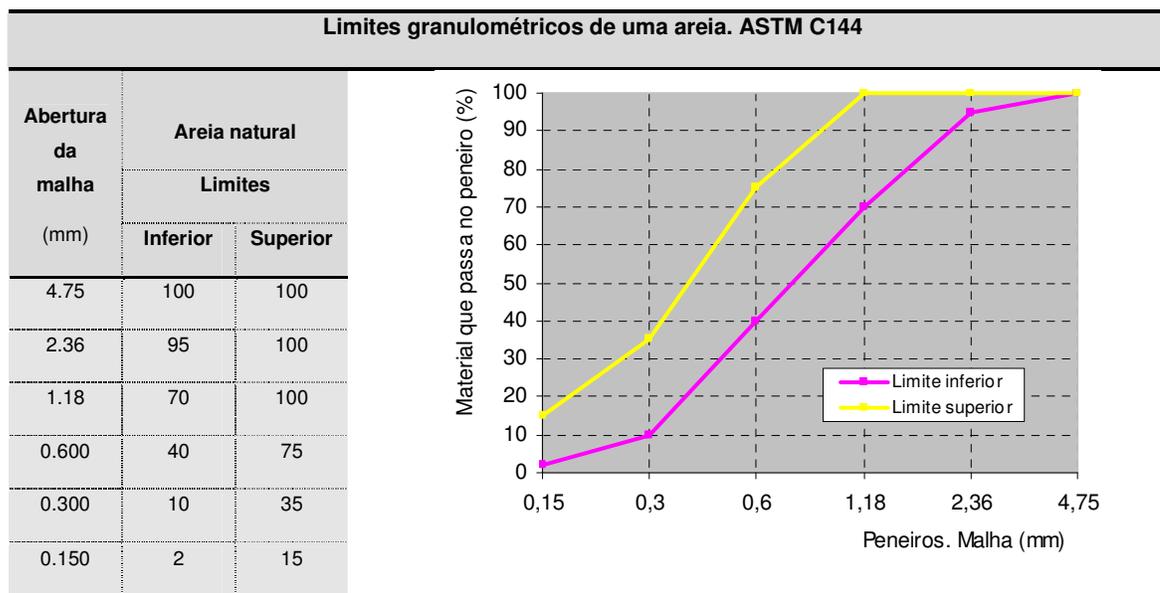
Quadro 3.23: Limites granulométricos para a areia natural do tipo G a utilizar em argamassas de assentamento de alvenaria, segundo a BS 1200 [39]



Quadro 3.24: Limites granulométricos para a areia natural do tipo S a utilizar em argamassas de assentamento de alvenaria, segundo a BS 1200 [39]



Quadro 3.25: Limites granulométricos para a areia natural a utilizar em argamassas de assentamento de alvenaria, segundo a ASTM C144 [40]



Observações:

A ASTM C144 [40] impõe que a porcentagem retida entre dois peneiros consecutivos seja igual ou inferior a 50 % e que a porcentagem retida entre os peneiros 0.300 mm e 0.150 mm seja igual ou inferior a 20 %

As composições são normalmente referidas a areias secas atendendo ao empolamento provocado pela água, tanto mais notado quando as areias são finas. Devido a esta característica de empolamento da areia com o teor em água é usual referirem-se os traços de argamassa a areia seca, havendo que, no caso de se utilizarem areias húmidas, fazer a necessária correcção do volume de areia a introduzir. Assim, e com base na figura 3.20, admitindo-se valores correntes de módulos de finura da areia entre 2,5 e 3,0 e teores em água entre 3 e 6%, verifica-se que o empolamento da areia é da ordem dos 25%, pelo que o volume de areia a usar no fabrico de argamassa deverá ser 1,25 vezes superior ao especificado pelo traço referido a areia seca. A não ser feita esta correcção, a argamassa resultante terá uma sub-dosagem em areia, o que é o mesmo que dizer que ficará sobredoseada em ligante [3].

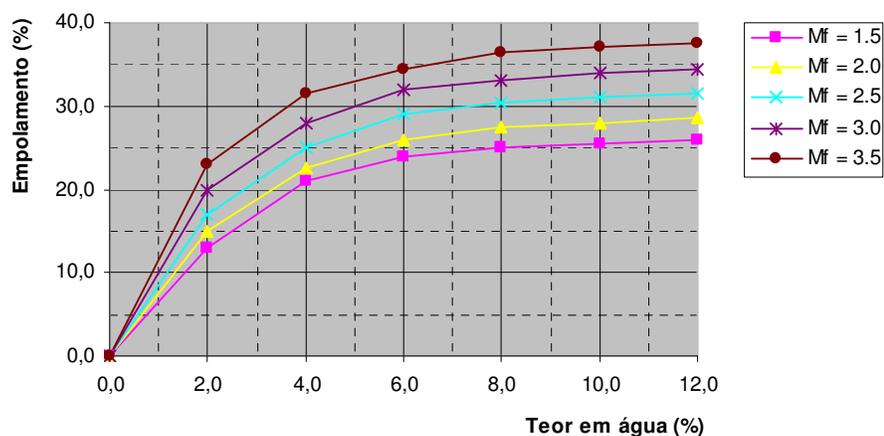


Figura 3.20: Empolamento das areias com o teor em água, para diversos módulos de finura, Mf

3.2.3.4. Água

As características da água utilizada no fabrico de argamassas para alvenaria deverão respeitar as Normas Portuguesas e as Especificações do LNEC apresentadas, respectivamente, nos quadros 3.26 e 3.27.

A água de amassadura deve apresentar-se incolor ou ligeiramente amarelada, sem óleos ou gorduras em filme ou em emulsão. Não deve também conter detergentes, o que se pode verificar agitando-se vigorosamente uma pequena quantidade da amostra de água. A espuma eventualmente produzida deve desaparecer em dois minutos.

Quadro 3.26: Normas Portuguesas aplicáveis à água usada no fabrico de argamassas

Normas Portuguesas aplicáveis à água usada no fabrico de argamassas	
NP 411	Água. Determinação do valor do pH.
NP 413	Água. Determinação do teor em sulfatos.
NP 421	Água. Determinação da alcalinidade.
NP 423	Água. Determinação do teor em cloretos.
NP 1383	Betões. Preparação de provetes para ensaios de compressão e de flexão.
NP 1414	Águas. Determinação do consumo químico de oxigénio de águas para amassadura e de águas em contacto com betões. Processo do dicromato de potássio.
NP 1417	Águas. Determinação do teor em sulfuretos totais de águas de amassadura e de águas em contacto com betões. Método volumétrico.
NP 2064	Cimentos. Definições, composição, especificações e critérios de conformidade.
NP EN 196-1	Métodos de ensaio em cimentos. Parte 1: Determinação das resistências mecânicas.
NP EN 196-3	Métodos de ensaio de cimentos. Parte 3: Determinação do tempo de presa e da expansibilidade.

Quadro 3.27: Especificações do LNEC aplicáveis à água usada no fabrico de argamassas

Especificações do LNEC aplicáveis à água usada no fabrico de argamassas	
E 226	Betão. Ensaio de compressão.
E 379	Águas. Determinação do teor de ortofosfatos por espectrofotometria. Processo por redução pelo ácido ascórbico.
E 380	Águas. Determinação do resíduo em suspensão, do resíduo dissolvido e do resíduo total.
E 381	Águas. Determinação dos teores de sódio e de potássio por fotometria de chama.
E 382	Águas. Determinação do teor em nitratos. Método de redução com a liga de Devarda.
E 417	Águas. Determinação do teor de zinco.

Poderão ser feitos ensaios comparativos, tais como:

- **Determinação do tempo de presa.** Com o mesmo tipo de cimento que se pretende utilizar no fabrico da argamassa e com a água analisada, efectua-se em duplicado a determinação do tempo de presa de acordo com a norma NP EN 196-3 [36]. O ensaio de referência é realizado também em duplicado com o mesmo cimento mas utilizando água destilada ou desionizada. O valor médio do tempo de princípio de presa, obtido

com a água em ensaio, não deve diferir mais do que 25% do valor médio do tempo de princípio de presa obtido com a água destilada ou desionizada (ensaio de referência).

- **Determinação da resistência mecânica.** Com o mesmo tipo de cimento que se pretende utilizar no fabrico da argamassa e com a água analisada, determina-se a resistência à compressão, aos 7 dias de idade, de três prismas de argamassa de acordo com a norma NP EN 196-1 [41]. O ensaio de referência é realizado com o mesmo cimento, mas utilizando água destilada ou desionizada. Estes ensaios podem também ser realizados sobre três cubos ou cilindros de betão preparados com se indica na norma NP 1383 [42] e ensaiados de acordo com a especificação LNEC E 226 [43]. O valor médio da tensão de rotura à compressão dos provetes preparados com a água em ensaio deve ser, pelo menos, igual a 90% do valor médio da tensão de rotura obtida com os provetes preparados com a água destilada ou desionizada (ensaio de referência).

A água de amassadura é considerada adequada para a amassadura de argamassas, quando é potável ou quando respeita as exigências das características 1 a 4 referidas no quadro 3.28, e a exigência para o resíduo dissolvido, $RD \leq 100 \text{ mg/dm}^3$.

A água também poderá ser aceite respeitando as exigências 1 a 4 do quadro 3.28, sendo $RD > 100 \text{ mg/dm}^3$, se:

- $RD 1 = RD - (\text{NaCl}) \leq 100 \text{ mg/dm}^3$, supondo que os cloretos existentes na água estão presentes como sais de sódio;
- No caso de $RD 1 > 100 \text{ mg/dm}^3$, se $RD 2 = RD 1 - (\text{Na}_2\text{SO}_4) \leq 100 \text{ mg/dm}^3$, supondo que os sulfatos existentes na água estão presentes como Na_2SO_4 ; o teor de sulfatos deve ainda satisfazer o valor indicado no quadro 1:
- No caso de $RD 2 > 100 \text{ mg/dm}^3$, se $RD 3 = RD 2 - (\text{Na}_2\text{CO}_3) \leq 100 \text{ mg/dm}^3$ calculando o valor de (Na_2CO_3) a partir do teor de carbonatos e hidrogeno-carbonatos determinados na água.

Se esta última condição também não for satisfeita, a água pode ainda ser aceite:

- Não se detectando presença de açúcares (usando, pör exemplo, o método do α - Naftol), se, se verificarem as condições 9 a 12 do quadro 3.28;
- Ou se satisfizerem os ensaios comparativos também atrás referidos.

Os teores máximos admissíveis de impurezas e os limites das substâncias nocivas na água de amassadura são apresentados, respectivamente, nos quadros 3.29 e 3.30.

Quadro 3.28: Características, documentos normativos e exigências das águas para amassadura

Características		Documento normativo	Exigências	
			Betão simples	Betão armado e betão pré esforçado
1	PH	NP 411	4	4
2	CQO (1) (mg/dm ³)	NP 1414	500	500
3	Teor de cloretos (mg/dm ³)	NP 423	4500 (2)	600 (2)
4	Resíduo em suspensão (mg/dm ³)	E 380	5000	2000
5	Resíduo dissolvido (mg/dm ³)	E 380	(3)	(3)
6	Teor de Sulfatos (mg/dm ³)	NP 413	2000	2000
7	Teor de carbonatos e hidrogeno-carbonatos (mg/dm ³)	NP 421	(3)	(3)
8	Teor de potássio e sódio (4) (mg/dm ³)	E 381	1000	1000
9	Teor de ortofosfatos (mg/dm ³)	E 379	100	100
10	Teor de nitratos (mg/dm ³)	E 382	500	500
11	Teor de sulfuretos (5) (mg/dm ³)	NP 1417	-	100
12	Teor de zinco (mg/dm ³)	E 417	100	100

Observações:

(1) CQO – Consumo químico de oxigénio

(2) Para concentrações superiores deverá verificar-se se o teor total de cloretos no betão não é superior a 1%, 0.4% ou 0.2%, no caso de betão simples, armado, ou pré-esforçado, respectivamente.

(3) Ver a referência adiante sobre a verificação da conformidade.

(4) Só se os inertes forem potencialmente reactivos.

(5) Só no caso de betão pré-esforçado e de caldas de injeção.

Quadro 3.29: Teores máximos de impurezas. Teores máximos admissíveis na água de amassadura, g/l

Impurezas	Teores máximos admissíveis na água de amassadura, g/l		
	Simplex	Armado	Pré-esforçado
Resíduo de matérias em suspensão	5	2	2
Resíduo de matérias em solução	3,5	3,5	1
Carência química de oxigénio	0,5	0,5	0,5

Quadro 3.30: Limites das substâncias nocivas na água de amassadura segundo a Comissão Permanente de Betão CPC14

Componente	Limites, em percentagem da massa de água		
	Simple	Armado	Pré-esforçado
Insolúveis	0,5	0,2	0,2
Quantidade total de substâncias dissolvidas incluindo:	3,6	1,5	0,2
Cloretos	2	0,05-0,10	0,05
Sulfatos	0,2	0,1	0,03
Sulfuretos	0,01	0,01	0,01
Alcalinidade expressa em PH, >	4	4	4

3.2.3.5. Adições

São produtos que em algumas situações se poderão adicionar durante a confecção das argamassas, em percentagens superiores a 5% da dosagem de ligante. São normalmente de natureza pulverulenta, destinados a melhorar desempenhos e poderão distinguir-se entre pozolânicas (cinzas, pozolanas naturais e sílicas de fumo), hidráulicas (escórias de alto-forno), corantes (diversos óxidos), polímeros (epoxis) e fibras (de vidro não reactivas, ou de polipropileno).

3.2.3.6. Adjuvantes

Estes são igualmente produtos que se poderão adicionar às argamassas, mas em percentagens inferiores a 5% da dosagem de ligante, que servirão também para melhorar o desempenho destas, corrigindo situações menos boas, nos domínios da impermeabilização, da plasticidade, da resistência ao gelo, na alteração da velocidade de presa ou endurecimento, ou na retenção de água.

3.2.4. Normalização

Foi desenvolvida uma norma de especificação de características e tolerâncias admissíveis, EN 998-2:2003 “*Specification for mortar for masonry. Part 2: Masonry mortar*”.

A EN 998-2 [44], define as características e os ensaios aplicáveis às argamassas destinadas ao assentamento de elementos de alvenaria. Para a generalidade das características esta norma não especifica valores de aceitação, devendo estes serem declarados pela entidade produtora da argamassa.

Quadro 3.31: Normas previstas na norma de especificação EN 998-2: 2003 “Specification for mortar for masonry. Part 2: Masonry mortar”

Argamassa para Alvenarias	
EN 1015-1:1998	Methods of test for mortar for masonry. Part 1: Determination of particle size distribution (by sieve analysis)
EN 1015-2:1998	Methods of test for mortar for masonry. Part 2: Bulk sampling of mortars and preparation of test mortars
EN 1015-3:1999	Methods of test for mortar for masonry. Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table)
EN 1015-6:1998	Methods of test for mortar for masonry. Part 6: Determination of bulk density of fresh mortar.
EN 1015-7:1998	Methods of test for mortar for masonry. Part 7: Determination of air content of fresh mortar
EN 1015-9:1999	Methods of test for masonry. Part 9: Determination of workable life and corrosion time of fresh mortar.
EN 1015-10:1999	Methods of test for masonry. Part 10: Determination of dry bulk density of hardened mortar.
EN 1015-11:1999	Methods of test for masonry. Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar
EN 1015-17:2000	Methods of test for mortar for masonry. Part 17: Determination of water-soluble chloride content of fresh mortars.
EN 13139:2002	Aggregates for mortar.

3.2.5. Estudo de uma composição

Para melhor se explicar como se podem dominar facilmente as quantidades dos vários constituintes, vai tomar-se como exemplo uma argamassa de cimento e areia ao traço volumétrico de **a:b**. Isto poderá resultar numa mistura assim composta [14]:

- “a” baldes de cimento cujo volume é de “a”x10 litros um volume aparente de “a”x10 litros, corresponderá a uma massa de:

$$\text{“a”x10 litros} \times 1,2 \text{ kg/l} = \text{“a”x12 kg de cimento};$$
 (volume aparente x massa volúmica aparente = massa)
- “b” baldes de areia, que perfazem “b”x10 litros de volume aparente, correspondendo a uma massa de:

$$\text{“b”x10 litros} \times 1,4 \text{ kg/l} = \text{“b”x14 kg de areia}.$$

Numa mistura, somaremos os volumes:

$$X = \frac{c_i + a_r + a}{1 - 0.01L}$$

em que:

- $c_i = \frac{C_i}{\mu_{c_i}}$ é o volume absoluto do cimento, que se poderá calcular pelo quociente entre a sua massa e a massa volúmica absoluta.
- $a_r = \frac{A_r}{\mu_{a_r}}$ é o volume absoluto da areia, que se poderá calcular pelo quociente entre a sua massa e a massa volúmica absoluta.
- $a = \frac{A}{\rho} = \frac{a_{c_i} \times C_i + a_{a_r} \times A_r}{\rho}$ é o volume da água de amassadura, constituída pelas águas de molhagem do cimento e da areia. A água de molhagem do cimento é dada pelo produto da água unitária da amassadura do cimento (valor tabelado) pela sua massa e a água de molhagem da areia é dada pelo produto da água unitária de molhagem da areia, obtida pela fórmula de Bolomey para o tipo de consistência pretendida, pela sua massa.
 ρ é a massa volúmica da água, que consideramos igual a 1 kg/dm^3 .
- L é a percentagem de vazios na argamassa, pelo que a parcela deverá referir-se ao volume desta: $0,01 \times L \times X$
- X volume aparente da argamassa obtida

Nesta fase de cálculo faz-se uma previsão dos vazios (no exemplo, considera-se 5% do volume da argamassa), que poderá ser posteriormente corrigida, por medição na argamassa.

Esta medição poderá ser efectuada segundo a norma EN 1015-7 [45], aplicando a fórmula seguinte:

$$L = \left(\frac{500 - V_{m,f}}{V_{m,i}} \right) \times 100\%$$

em que:

- L - é o teor de ar da argamassa fresca
- $V_{m,i}$ – volume de argamassa, medido depois de se compactar ligeiramente a argamassa vertida na proveta, para nivelar
- $V_{m,f}$ – volume de líquido após sedimentação da dispersão

Verifica-se que:

- a dosagem de cimento, por m^3 de argamassa, é de:

$$\frac{\text{massa de cimento}}{X} \quad \text{kg/m}^3$$

- o volume aparente da areia, por m^3 de argamassa, é de:

$$\frac{\text{volume aparente da areia}}{X} \quad \text{litros/m}^3$$

E assim o rendimento da argamassa (relação entre o que se obtém – a argamassa – e a matéria que consome – a areia) é de:

$$\eta = \frac{\text{volume aparente (argamassa)}}{\text{volume aparente (areia)}}$$

O rendimento de uma argamassa dá-nos alguma indicação da sua qualidade:

- Quando o rendimento é inferior à unidade, diz-se que a argamassa é magra (pobre em ligante),
- Quando o rendimento é igual, ou superior à unidade, diz-se que a argamassa é gorda (sobre – doseada em ligante).

O volume da água de amassadura, por m^3 de argamassa, é de:

$$\frac{a}{X} \quad \text{litros/m}^3$$

Mas estes cálculos seriam assim, se as areias não tivessem qualquer humidade, o que não é o caso. Elas poderão ter, em obra, vários estados de humidade.

3.2.6. Composição corrente de uma argamassa

Nos quadros 3.32 a 3.35 apresentam-se diversas propostas de composições de argamassa com origem em documentos normativos europeus e instituições de investigação no domínio da

construção. O EC6 [2] define classes de resistência das argamassas – que designa por M2, M5, M10, M15 e M20 – baseadas na resistência mínima à compressão da argamassa aos 28 dias e sugere composições de referência para obtenção dessas classes, como se pode observar no quadro 3.32. Situação idêntica é formulada pela BS 5628 [46], cujo resumo se transcreve no quadro 3.33. Nos Estados Unidos, a BIA, na sua especificação M1-88 [47] apresenta, também diversas composições correntes, de acordo com o quadro 3.34, as quais são acompanhadas por um guia de selecção de argamassa função da exigência funcional do elemento de construção, como se pode constatar no quadro 3.35.

Quadro 3.32: Definição das classes de resistência das argamassas de assentamento segundo o EC6 [2] e traços volumétricos propostos

Classe	Traço volumétrico aproximado			Tensão mínima de rotura à compressão aos 28 dias [MPa]
	cimento	cal hidratada	areia	
M20	(composição a confirmar por ensaios)			20.0
M15	1	0 – ¼	3	15.0
M10	1	¼ – ½	4 – 4 ½	10.0
M5	1	½ – 1 ¼	5 – 6	5.0
M2	1	½ – 1 ¼	8 – 9	2.0

Quadro 3.33: Traços volumétricos de argamassas de assentamento (cimento : cal hidratada : areia), segundo a BS 5628 [46], resistências esperadas e correspondência com as classes previstas no EC6 [2]

Desig.	Traço volumétrico			Tensão média de rotura à compressão aos 28 dias [MPa]		Classe segundo o EC6
	cimento	cal hidratada	areia	ensaios em laboratório	ensaios em obra	
(i)	1	0 – ¼	3	16.0	11.0	M10
(ii)	1	½	4 – 4 ½	6.5	4.5	M5
(iii)	1	1	5 – 6	3.6	2.5	M2.5
(iv)	1	2	8 – 9	1.5	1.0	M1
(v)	1	3	10 – 12	---	---	---

Quadro 3.34: Dosagens para argamassas, em volume [47]

Tipo de argamassa	Partes de cimento Portland (em volume)	Partes de cal hidratada (em volume)	Dosagem de agregado (medido em condição húmida e solta)
M	1	¼	Nunca menos que 2 ¼ e nunca mais que 3 vezes a soma dos volumes separados dos materiais cimentícios.
S	1	de ¼ a ½	
N	1	de ½ a 1 ¼	
O	1	de 1 ¼ a 2 ½	

Quadro 3.35: Guia para a selecção de argamassas para alvenaria ^A [47]

Localização	Elemento construtivo	Tipo de argamassa	
		Recomendado	Alternativo
Exterior, acima do terreno	Parede resistente	N	S ou M
	Parede não resistente	N	O ^B ou S
	Platibanda, chaminé ou parede de máscara	N	S
Exterior, ao nível do terreno ou abaixo	Parede de fundação, parede de suporte, caixas de visita, sumidouros, pavimentos, passeios e pátios	M	S ^C ou N ^C
Interior	Parede resistente	N	S ou M
	Parede não resistente	O	N

Observações:

A - Esta tabela não inclui muitas das aplicações especializadas das argamassas, tais como em alvenaria reforçada, argamassas resistentes aos ácidos, argamassas resistentes ao fogo.

B - A argamassa do Tipo O não é recomendada para ser usada onde seja provável que a alvenaria congele quando estiver saturada em água, ou onde seja provável que venha a estar sujeita a ventos fortes ou a outros impulsos laterais importantes. Nestes casos devem-se usar os Tipos N ou S.

C - A alvenaria exposta ao tempo, numa superfície nominalmente horizontal, é muito vulnerável à degradação devida àquele. A argamassa para essa alvenaria deve ser seleccionada com a devida precaução.

3.2.7. Equipamentos e ferramentas

Efectuar misturas manuais, formando um cone com areia, abrindo depois uma cratera para juntar o ligante e água e, seguidamente, trasladar o material do exterior para o interior com uma pá, promovendo a mistura, parece-nos processo pouco eficaz nos dias de hoje.

Existem betoneiras de eixo basculante de 50 e 100 litros, ou pequenas misturadoras de eixo vertical, que promoverão misturas mais homogéneas e com maior eficácia. Estes dois tipos de equipamento destinados a realizar as amassaduras, distinguem-se por: as betoneiras têm as

pás fixadas ao tambor, sendo este rotativo (figura 3.21); enquanto que as misturadoras são de tambor fixo, sendo a mistura efectuada com recurso às pás rotativas (figura 3.22).

No posto de trabalho deverão existir os constituintes correctamente armazenados, água, os meios de transporte previstos (grua, com respectivos baldes e carrinhos de mão), os recipientes doseadores, baldes de polietileno, mangueiras, pás de bico e outro equipamento acessório.



Figura 3.21: Equipamento mecânico para fabrico de argamassas - Betoneira basculante [14]



Figura 3.22: Equipamento mecânico para fabrico de argamassas - Misturadora de eixo vertical [14]

3.3. Acessórios para paredes de alvenaria de tijolo

No projecto de paredes de alvenaria é, actualmente, necessário prever a execução de juntas, ligações, apoios adicionais, reforços, etc. Existem diversos materiais e acessórios complementares que permitem realizar com maior facilidade e eficácia essas tarefas e que podem contribuir significativamente para o aumento do desempenho funcional das paredes. Referem-se de seguida alguns aspectos mais relevantes em relação a alguns desses acessórios, o que não dispensa a consulta atenta da documentação técnica de cada fabricante e a verificação da adequação destes materiais a cada tipo de obra [14].

3.3.1. Ligadores de parede

Os ligadores de parede, correntemente designados por grampos, destinam-se a proporcionar um funcionamento solidário entre os dois panos de uma parede dupla. Nos casos em que as paredes estejam sujeitas a acções horizontais laterais, nomeadamente à acção do vento, os grampos entre os dois panos de parede devem ser capazes de transmitir essas acções do pano solicitado para o outro pano, parede de tardo ou apoio.

Os grampos podem ser plásticos ou metálicos. Os grampos de plástico não garantem a transmissão de esforços de compressão (resultantes da eventual tendência de aproximação

dos panos de parede) e são vulneráveis à acção do fogo. Os grampos metálicos, dos quais se apresentam diversos exemplos na figura 3.23, apresentam grande susceptibilidade à corrosão o que afecta a sua durabilidade. Quando fabricados com materiais ferrosos, os grampos devem ser rigorosamente galvanizados ou protegidos com revestimento epoxídico (ou equivalente) que resista não só ao ataque das argamassas e da humidade, mas também ao manuseamento em obra com eventual dobragem, que será, no entanto, de evitar [14].

Quanto à rigidez, os grampos metálicos, podem classificar-se em:

- rígidos;
- semi-rígidos;
- flexíveis;
- elásticos.

Os grampos correntes são semi-rígidos ou flexíveis, os quais se apresentam nas figuras 3.23-a) e 3.23-b,c,d, respectivamente. Os grampos rígidos e os grampos elásticos não são aplicados em paredes correntes de alvenaria de tijolo furado.

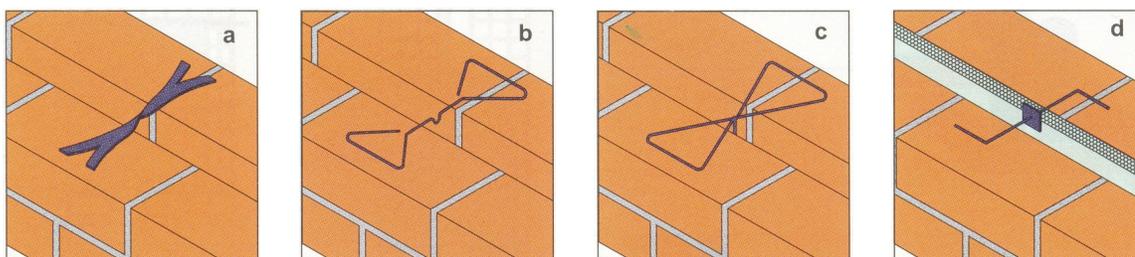


Figura 3.23: Exemplos de grampos metálicos de ligação entre paredes [14]

Os grampos devem ser colocados com inclinação para o exterior e, no caso de serem instalados na horizontal, devem dispor de pingadeira que evite qualquer escorrimento de água para o pano interior da parede.

Em paredes já construídas em que é necessário reforçar ou substituir o grampeamento, podem usar-se grampos especiais (figura 3.24) que são introduzidos através de furos praticados na parede, atravessando a caixa-de-ar ou através da substituição pontual de tijolos. Na parede interior ou de suporte o grampo é fixado com argamassa fina, resinas, buchas especiais (plásticas ou químicas) ou simplesmente por bucha metálica expansível (incorporada na extremidade do próprio grampo). Em muitos países com tradição da utilização de grampos nas paredes exteriores tem-se verificado a necessidade de proceder à sua substituição ao fim de alguns anos, face à deterioração acentuada da galvanização original.

Os ligadores de parede devem observar os requisitos da EN 845-1 [48] e, quando fabricados em aço, devem observar os requisitos de durabilidade para a classe de exposição ambiental apropriada.

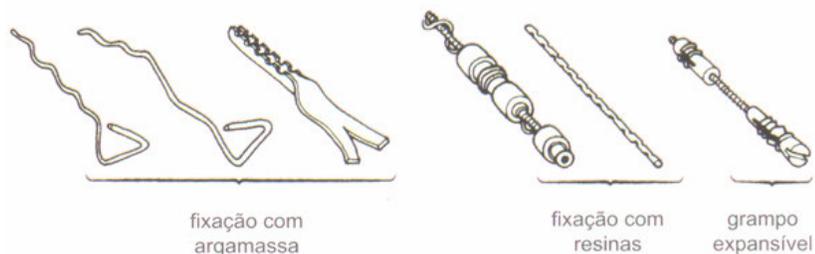


Figura 3.24: Exemplos de grampos aplicáveis em paredes já executadas [14]

3.3.2. Ligadores de topo

Na execução das paredes de alvenaria sem função estrutural, isto é, aquelas destinadas ao preenchimento dos vãos exteriores delimitados pela estrutura porticada do edifício e à compartimentação interior, podem ser adoptadas duas abordagens na correlação estrutura/alvenaria (figura 3.25).

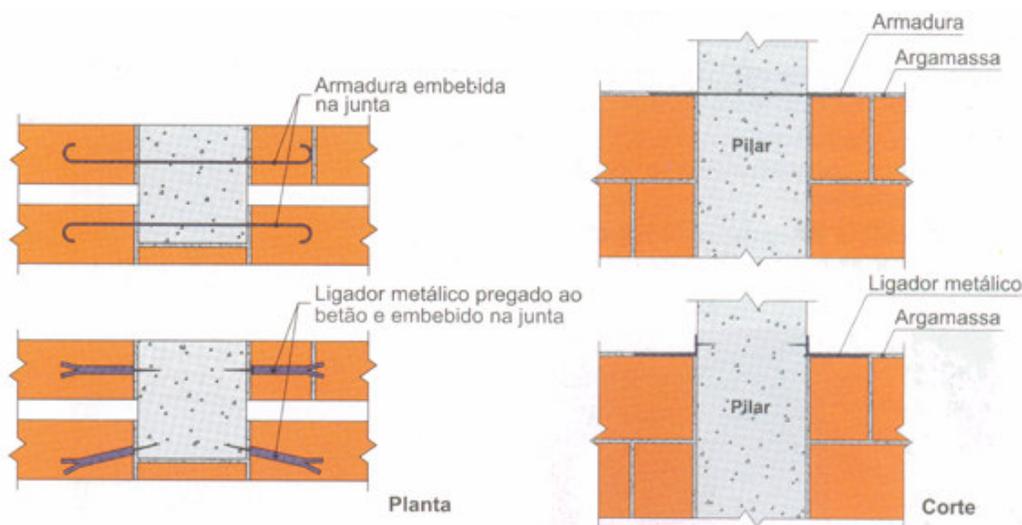


Figura 3.25: Exemplo de ligações estrutura/alvenaria [14]

A solução corrente consiste na ligação das alvenarias aos elementos estruturais, obrigando para tal, à toscagem da superfície em betão com a qual a alvenaria vai estar em contacto e à colocação de ligadores de topo entre a alvenaria e a estrutura, embetidos na junta de argamassa, sobretudo nos elementos verticais. Ao nível dos elementos horizontais, designadamente, entre a alvenaria e a face inferior das lajes, convém que no caso das paredes

interiores exista uma junta que, sem prejudicar a estabilidade das paredes, permita a deformação da laje. Nas paredes exteriores esta disposição construtiva não é correntemente necessária, porque sendo a estrutura mais rígida e menos deformável nessa zona, poderia comprometer a estanquidade da parede. Os revestimentos das paredes nestas zonas de ligação devem ter a sua capacidade de suportar movimentos melhorada, por exemplo pela inclusão de rebocos armados [14].

Existe uma outra solução, menos usual, que consiste na adopção de juntas elásticas, lateral e superiormente, entre os elementos estruturais e a alvenaria. A espessura destas juntas deve situar-se entre 10 e 20 mm e o seu preenchimento deve ser efectuado com material compressível. A estabilidade dos panos é assegurada através das paredes ortogonais ou de dispositivos metálicos. Esta solução promove o aumento de pontos singulares, que sob o ponto de vista da estanquidade e da compatibilização dos revestimentos com as juntas de dessolidarização, obriga à adopção de soluções bastante cuidadas na sua resolução.

Os ligadores de topo, devem observar os requisitos da EN 845-1 [48], devendo ser resistentes à corrosão no ambiente em que são utilizados.

3.3.3. Armaduras das juntas horizontais

As armaduras das juntas de assentamento horizontais usadas para reforço das paredes de alvenaria, devem ser armaduras particularmente adaptadas à função a que se destinam. Estas armaduras são constituídas, em geral, por varões longitudinais (resistentes) e por varões transversais (construtivos). Os varões transversais só assumem uma clara função resistente nos casos de ligação de dois panos de uma parede dupla através de uma armadura treliçada (figura 3.26).

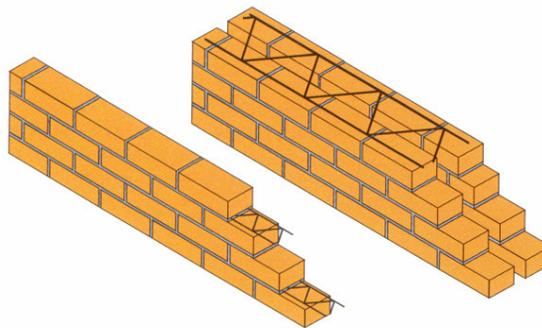


Figura 3.26: Exemplos da aplicação de armaduras em paredes simples e duplas [14]

Na figura 3.27 apresentam-se três tipos característicos de armaduras de aço para juntas de argamassa. Face à necessidade de embebimento das armaduras na argamassa e às

limitações da espessura da junta é dada preferência a armaduras em que os varões transversais complementares estejam no mesmo plano da armadura principal. Existem armaduras especiais (de barra plana) para colocação em juntas delgadas, embora com reduzidas condições de aderência [14].

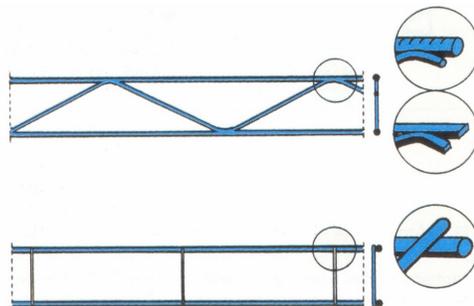


Figura 3.27: Exemplos de diferentes tipos de armaduras para paredes de alvenaria

A principal preocupação em relação a estas armaduras é a durabilidade da protecção contra a corrosão, quando não são fabricadas em aço inox. Para essa protecção recorre-se em geral à galvanização ou à protecção com resinas epoxídicas, tendo o cuidado de garantir que as condições de aderência à argamassa não são afectadas por essa protecção superficial.

3.3.4. Outros acessórios

Merecem ainda referência as cantoneiras de aço (em forma de “L”) recomendadas para o reforço do apoio de paredes exteriores de fachadas insuficientemente apoiadas na laje de pavimento ou em fachadas-cortina, realizadas com tijolo maciço ou perfurado de face-à-vista. Além da rigidez e resistência a definir em projecto, é fundamental garantir uma adequada protecção contra a corrosão como acontece com os restantes acessórios metálicos [14].

As cantoneiras devem observar os requisitos da EN 845-1 [48], devendo ser resistentes à corrosão no ambiente em que são utilizadas.

A impermeabilização do fundo das caixas-de-ar é conseguida, em geral, através do polvilhamento da caleira de argamassa com cimento, que é de seguida alisado. Assiste-se também à impermeabilização com recurso a pinturas betuminosas ou telas correntes de impermeabilização, às quais não se exigem características especiais, desde que não sirvam de base ao assentamento das paredes. Os tubos utilizados para drenagem das caleiras são preferencialmente plásticos e devem resistir às agressões atmosféricas, nomeadamente à radiação ultra-violeta.

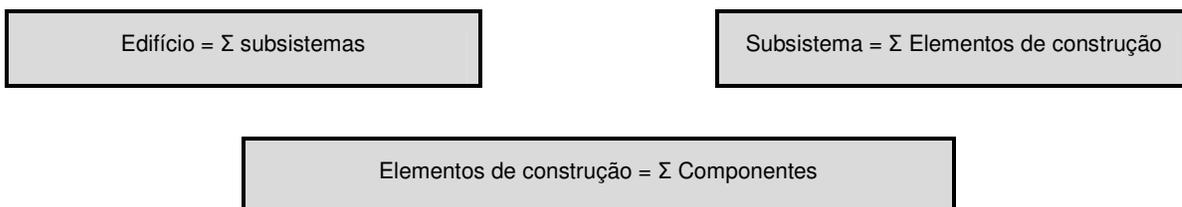
4. Paredes em alvenaria de tijolo

O presente capítulo é dedicado às paredes em alvenaria de tijolo. Primeiro apresentam-se diversos conceitos acerca de vedações verticais, assim como o enquadramento das paredes neste subsistema. Seguidamente, e após a classificação geral das paredes, identificam-se as soluções construtivas e os materiais mais utilizados no nosso país, bem como a respectiva situação normativa. Por fim, apresentam-se as exigências funcionais mais relevantes das paredes em alvenaria de tijolo e faz-se uma breve referência às exigências regulamentares actualmente em vigor em Portugal.

4.1. Considerações gerais sobre vedações verticais

Os edifícios podem ser entendidos como um sistema quando se consideram como a aglutinação de células complementares ou subsistemas. Por outro lado os subsistemas são formados por elementos da construção e estes por um conjunto de componentes, onde cada uma delas pode desempenhar várias funções (quadro 4.1).

Quadro 4.1: Relação entre edifícios, subsistema, elementos de construção e componentes [3]



A subdivisão de um edifício pode ser feita de várias maneiras, sendo habitualmente consideradas duas abordagens [9]:

- A subdivisão em órgãos, por analogia com o corpo humano, sendo esta divisão única, como por exemplo: estrutura, envolvente, compartimentação interior, instalações e divisões exteriores;
- A subdivisão em componentes, desempenhando cada um deles uma ou mais funções, como por exemplo: suportar, separar, isolar, etc. Neste caso é possível imaginar várias subdivisões em componentes.

As exigências dos utilizadores face às construções são variáveis e com múltiplos aspectos, no entanto a importância relativa destas exigências é função do tipo de obra. A estas exigências terá a construção de corresponder com um determinado desempenho, de modo a estas serem satisfeitas.

Atendendo aos conceitos descritos, poder-se-á definir vedação vertical, como sendo um subsistema do edifício, constituída por elementos que definem e limitam verticalmente o edifício, bem como, os seus ambientes internos e controlam a passagem a agentes actuantes.

4.1.1. Principais exigências funcionais das vedações verticais

As exigências funcionais para os edifícios e seus subsistemas decorrem da satisfação das necessidades dos respectivos utilizadores. A formulação destas exigências para as vedações verticais resulta dos agentes actuantes.

Assim, as principais exigências funcionais que devem ser satisfeitas pelas vedações verticais são as seguidamente descritas: estabilidade, segurança ao fogo, segurança na utilização, estanquidade, conforto higrotérmico, ambiente atmosférico, conforto acústico, conforto visual, conforto táctil, higiene, adaptação à utilização e durabilidade.

4.1.2. Funções das vedações verticais

As vedações verticais servem para separar o espaço exterior do interior, bem como para compartimentar e definir espaços interiores. Podemos, assim facilmente concluir que a principal utilidade das vedações verticais está relacionada com a função que as definem, ou seja, criar, conjuntamente com as esquadrias e os revestimentos, condições de habitabilidade para o edifício, protegendo os ambientes internos contra a acção indesejável de diversos agentes actuantes, (como por exemplo: calor, frio, sol, chuva, vento, humidade, ruídos, intrusão) controlando-os [10].

Uma função acessória das vedações verticais é servirem de suporte e protecção às instalações prediais quando as mesmas forem embutidas, conforme se pode observar na figura 4.1.



Figura 4.1: Função acessória das vedações verticais [10]

4.1.3. Classificação das vedações verticais

As vedações verticais podem ser classificadas usando diversos critérios, os quais são definidos relativamente a determinados aspectos, merecendo destaque os estabelecidos quanto à posição relativa no edifício, à técnica de execução, à densidade superficial, ao tipo de estrutura, à continuidade do pano em relação à distribuição dos esforços, à continuidade superficial em relação à visibilidade das juntas e à amovibilidade [10].

Quanto à posição no edifício, as vedações verticais podem ter a seguinte subclassificação:

- Vedação vertical externa ou de fachada (figura 4.2), tratando-se da vedação da envolvente do edifício, estando uma das faces em contacto com o meio ambiente externo ao edifício;
- Vedação vertical interna, tratando-se de uma vedação interna do edifício;
- Vedação vertical interna de compartimentação (figura 4.3), quando a sua função é de divisória de uma unidade do edifício;
- Vedação vertical interna de separação, quando a sua função é de divisória entre unidades ou entre unidades e a área comum de um edifício.



Figura 4.2: Vedação vertical externa ou de fachada [10]



Figura 4.3: Vedação vertical interna de compartimentação [10]

Quanto à técnica de execução, as vedações verticais podem ter a seguinte subclassificação:

- Vedação vertical executada por moldagem, quando as suas características geométricas são obtidas com recurso à técnica construtiva de moldagem a húmido "*in situ*". Emprega materiais com plasticidade obtida pela adição de água;
- Vedação vertical executada por acoplamento a seco, quando a sua técnica construtiva consiste na montagem através de dispositivos, tais como: pregos, parafusos, rebites, cunhas, etc. Esta técnica construtiva é conhecida como "*Dry construction*", por não empregar materiais obtidos com adição de água;

- Vedação vertical executada por acoplamento húmido (figura 4.4), quando a sua técnica construtiva consiste na montagem a seco de componentes com solidarização posterior com argamassa ou betão.

Quanto ao peso superficial, as vedações verticais podem ter a seguinte subclassificação:

- Vedação vertical leve, quando apresentar um peso superficial baixo. O limite máximo situa-se entre 0.60 kN/m^2 e 1.00 kN/m^2 . Este tipo de vedação vertical não tem função estrutural;
- Vedação vertical pesada, quando apresentar um peso superficial, cujos valores são superiores aos fixados para a vedação vertical leve. Podem ou não ter função estrutural.



Figura 4.4: Vedação vertical executada por acoplamento húmido [10]

Quanto à estrutura, as vedações verticais podem ter a seguinte subclassificação:

- Vedação vertical autoportante, quando não possuir uma estrutura complementar para se auto-suportar;
- Vedação vertical estruturada, quando possuir uma estrutura reticular para suporte dos componentes da vedação;
- Vedação vertical pneumática (figura 4.5), quando o suporte é fornecido pela pressão interna do ar, que terá necessariamente de ser superior à pressão atmosférica.

Quanto à continuidade do pano em relação à distribuição dos esforços, as vedações verticais podem ter a seguinte subclassificação:

- Vedação vertical contínua, quando a absorção dos esforços se verifica em todo o pano, comportando-se este como um todo. Os exemplos mais correntes deste tipo são: a parede de alvenaria e a parede maciça;

- Vedação vertical descontínua, quando a absorção dos esforços for feita pelos componentes, isto é, pelas placas ou painéis, sendo distribuídos por estes à estrutura da própria vedação. Necessariamente existem juntas entre os componentes, que podem ser aparentes ou não. Os exemplos mais correntes deste tipo são: a divisória leve modulada, apresentando juntas aparentes e a divisória leve de gesso cartonado.



Figura 4.5: Vedação vertical pneumática [10]

Quanto à continuidade superficial, em relação à visibilidade das juntas, as vedações verticais podem ter a seguinte subclassificação:

- Vedação vertical monolítica, quando os respectivos panos se apresentam sem juntas aparentes. O exemplo mais corrente deste tipo é a divisória leve de gesso cartonado;
- Vedação vertical modular, quando os respectivos panos se apresentam com juntas aparentes. Os exemplos mais correntes deste tipo são: a divisória leve modulada e o painel pré-fabricado de fachada.

Quanto à amovibilidade, as vedações verticais podem ter a seguinte subclassificação:

- Vedação vertical fixa, quando para ser removida do local onde foi construída, os seus componentes dificilmente são recuperáveis, gerando muito entulho;
- Vedação vertical desmontável, quando puder ser desmontável, embora com alguma degradação, gerando no entanto, pouco volume de entulho;
- Vedação vertical amovível, quando puder ser montada e desmontada com facilidade e sem degradação.

4.1.4. Terminologia técnica das vedações verticais

As vedações verticais podem ser realizadas por: paredes, divisórias leves, painéis pesados de fachada e painéis leves de fachada.

4.1.4.1. Paredes

Parede é uma vedação vertical com as seguintes características: autoportante, obtida por moldagem, fixa, monolítica, contínua e geralmente pesada [10].

As paredes podem ser em alvenaria ou maciças. As paredes de alvenaria podem ser construídas com: blocos de betão, blocos cerâmicos, blocos de betão celular autoclavado, blocos de betão leve e blocos de pedra. As paredes maciças podem ser construídas em betão normal ou leve e em taipa.

Como subclassificação podemos assim denominar as paredes:

- Parede estrutural, onde a parede é parte do elemento estrutural ou é o próprio elemento estrutural;
- Parede de contraventamento, onde a parede tem função estrutural de contraventamento de uma estrutura reticulada, incrementando significativamente o grau de rigidez desta;
- Parede de compartimentação, não tem qualquer função estrutural no edifício, sendo dimensionada apenas para suportar o seu peso próprio e para resistir às acções actuantes sobre ela.

4.1.4.2. Divisórias leves

Divisória leve é uma vedação vertical com as seguintes características: leve, descontínua, estruturada, obtida por acoplamento a seco de placas manuseáveis, desmontável ou removível e monolítica ou modular.

Como exemplos temos:

- Divisória leve modulada, caracterizada por ser uma divisória leve modular e removível, empregando-se correntemente em vedações de compartimentações de edifícios comerciais.
- Divisória de gesso cartonado, caracterizada por ser uma divisória leve fixa ou removível, geralmente monolítica. Utilizada correntemente, tanto para compartimentação como para separação.

4.1.4.3. Painéis pesados de fachada

Painel pesado é uma vedação vertical, podendo ou não ser estrutural, com as seguintes características: modular, autoportante e obtida por acoplamento a seco ou húmido, de placas

pré-moldadas ou pré-fabricadas, de grande massa que somente podem ser transportadas com a utilização de equipamento mecânico pesado [10].

4.1.4.4. Painéis leves de fachada

Painel leve é uma vedação vertical com as seguintes características: modular, descontínua, estruturada, obtida por acoplamento a seco de placas, painéis “*sandwich*”, etc., manuseáveis ou transportadas com equipamento manual e desmontável ou removível [10].

Como exemplos temos:

- Vedação em fachada cortina, caracterizada por ser uma vedação leve de fachada suportada por estrutura própria, regulável e fixada externamente na estrutura do edifício. Pode ser constituída por: placas de vidro, painéis compósitos, placas metálicas, placas de pedra, placas cerâmicas, placas sintéticas, isoladas ou em composição. Pode ou não ser complementada por um murete interno de protecção contra choques;
- Vedação em esquadria, caracterizada por ser uma vedação leve de fachada inserida dentro do reticulado estrutural (as vigas e pilares não são recobertos pela vedação). Pode ser composta por elementos transparentes (vidros) ou opacos (painéis compósitos, placas poliméricas, etc.). Não possui murete interno de protecção (se houver um murete a esquadria não é a vedação, mas sim um elemento complementar de vedação);
- Vedação em telhas, caracterizada por ser uma vedação leve de fachada suportada por estrutura própria (geralmente não regulável e fixada na estrutura do edifício). Os componentes de vedação são telhas metálicas, de fibrocimento, poliméricas, etc. Normalmente são utilizadas em edifícios industriais e comerciais.

4.2. Classificação das paredes de alvenaria de tijolo

Foram referidos nos números anteriores diversos conceitos acerca de vedações verticais, assim como foram enquadradas as paredes de alvenaria no contexto global das vedações verticais, sendo estabelecido um critério de carácter estrutural, para a respectiva classificação, no entanto, outros critérios poderiam ser usados, quer isoladamente, quer combinados entre si, pois na maior parte dos casos a aplicação de um só critério de classificação poderia revelar-se insuficiente para caracterizar um tipo de parede.

Frequentemente o critério de classificação das paredes de alvenaria é função do material constituinte dos elementos utilizados para a sua construção, embora tal se revele insuficiente para a caracterização das paredes, sendo necessário adicionar outros critérios que poderão

estar associados às características físicas, químicas e geométricas de cada material. Por outro lado, existem diversos factores alheios aos elementos, mas que também influenciam o comportamento das paredes, que assim sendo, poderão definir novos critérios de classificação ou em associação com outros, contribuir para uma melhor explicitação classificativa. Deste conjunto de factores podem-se destacar:

- O tipo de argamassa de assentamento;
- A geometria, o desfasamento das juntas e a posição de assentamento dos tijolos;
- O número de panos da parede;
- O número e o tipo de ligação entre a parede e uma eventual estrutura de apoio;
- O tipo de revestimento da parede;
- O tipo de isolamento térmico, estanquidade e controlo da difusão de vapor;
- A localização da parede no contexto do edifício;
- A posição da parede em relação ao solo;
- A função estrutural a que se destina;
- O tipo de acções a que vai estar sujeita a parede (climatéricas, termo-higrométricas, mecânicas, etc.).

Designações vulgarmente utilizadas, muitas vezes menosprezadas, encerram também critérios de classificação, tais como: a cor, a orientação, a textura, a verticalidade, o desenvolvimento plano ou recortado e as condições técnicas de execução.

4.2.1. Tipos de classificação

Nos números seguintes são apresentados alguns tipos de classificação correntes para as paredes de alvenaria de tijolo, assim como, se apresentam as classificações na perspectiva dos EC6 [2] e EC8 [49].

4.2.1.1. Classificação quanto à função

As paredes de alvenaria de tijolo, quanto à função que desempenham, podem ter a seguinte classificação:

- Paredes em alvenaria de tijolo com função estrutural;
- Paredes em alvenaria de tijolo sem função estrutural;

- Paredes em alvenaria de tijolo divisória e de bordo livre (muros, platibandas, etc.);
- Paredes em alvenaria de tijolo com função especial (acústica, térmica, impactos, etc.).

4.2.1.2. Classificação quanto à espessura

As paredes de alvenaria de tijolo, quanto à espessura, podem ter a seguinte classificação:

- Paredes em alvenaria de tijolo de 0,07 m;
- Paredes em alvenaria de tijolo de 0,11 m;
- Paredes em alvenaria de tijolo de 0,15 m, etc.

4.2.1.3. Classificação quanto ao sistema de ligação alvenaria/estrutura

As paredes de alvenaria de tijolo, quanto ao sistema de ligação alvenaria/estrutura, podem ter a seguinte classificação (figura 4.6) [50]:

- Sistema rígido com 4 ligações rígidas;
- Sistema semi-rígido com 3 ligações rígidas;
- Sistema deformável com 1 ligação rígida.

4.2.1.4. Classificação quanto ao tipo de exposição

As paredes de alvenaria de tijolo, quanto ao tipo exposição, podem ter a seguinte classificação:

- Paredes em alvenaria de tijolo internamente revestida;
- Paredes em alvenaria de tijolo internamente aparente;
- Paredes em alvenaria de tijolo externamente revestida;
- Paredes em alvenaria de tijolo externamente aparente;

4.2.1.5. Classificação na perspectiva dos EC6 [2] e EC8 [49]

O EC6 [2], dedicado às paredes de alvenaria com função estrutural, classifica-as de acordo com o tipo de materiais constituintes, a partir dos quais estima a sua resistência mecânica e, complementarmente, de acordo com o tipo de panos e das suas ligações:

- Paredes simples com ou sem junta longitudinal;
- Paredes duplas (correspondendo à parede dupla corrente, com caixa de ar);

- Paredes de dois panos (paredes duplas sem caixa de ar);
- Paredes de face aparente;
- Paredes de juntas descontinuas;
- Paredes-cortina.

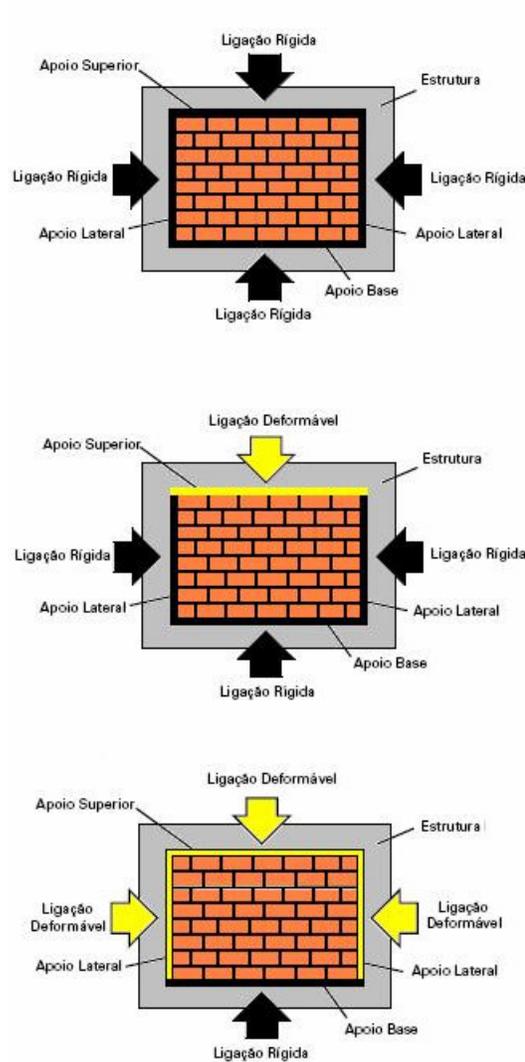


Figura 4.6: Classificação quanto ao sistema de ligação alvenaria/estrutura: sistema rígido, sistema semi-rígido e sistema deformável [50]

Na figura 4.7 ilustram-se os diversos tipos de paredes de alvenaria previstas no EC6 [2], utilizando diversos tipos de tijolo.

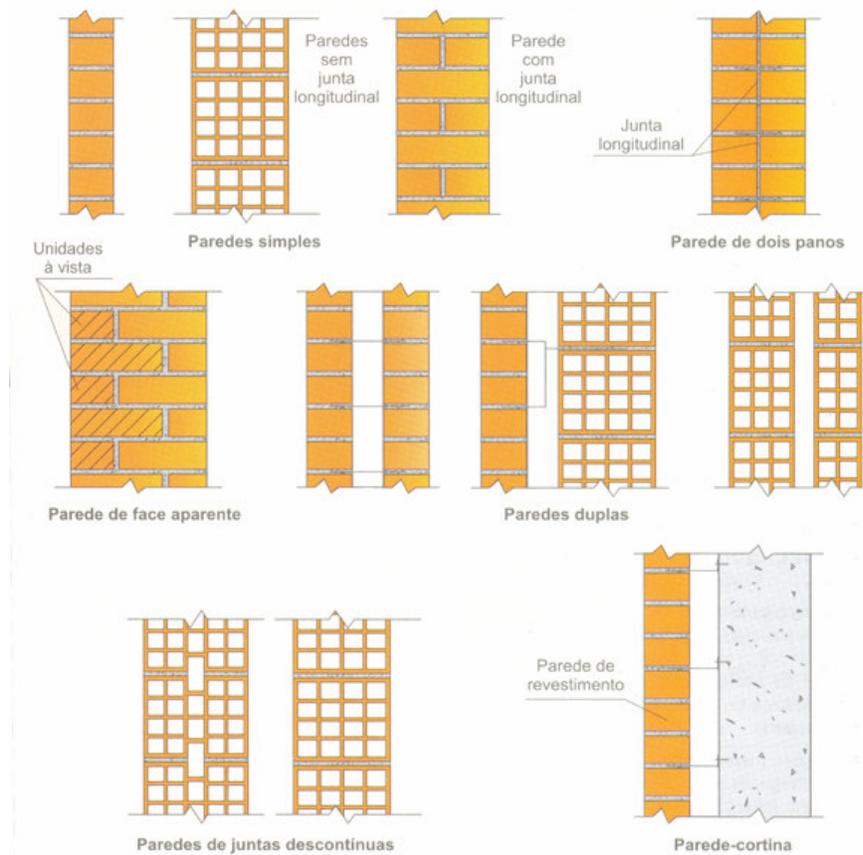


Figura 4.7: Tipos de paredes de alvenarias previstos no EC6 [2, 14]

Em função das acções a que podem estar sujeitas e da função estrutural que lhes é atribuída, o EC6 [2] classifica-as como:

- Paredes resistentes (sujeitas a significativas cargas verticais, além do peso próprio);
- Paredes de travamento ou contraventamento;
- Paredes sujeitas a acções de corte (suportando, sobretudo, cargas horizontais);
- Paredes divisórias (não suportando cargas significativas);
- Paredes sujeitas a cargas laterais.

Numa perspectiva marcadamente estrutural, o EC6 [2] e o EC8 [49] fazem ainda a distinção entre alvenarias simples, armadas, pré-esforçadas e confinadas. As classificações previstas no EC6 [2] não têm o desejável relevo no contexto do documento, uma vez que se limitam à divulgação das "designações" e prescrição de algumas medidas técnicas de execução, nomeadamente no modo de ligação entre os panos de parede dupla [14].

4.3. Tipos correntes de paredes de alvenaria de tijolo

É significativamente reduzido o número de variantes das paredes de tijolo actualmente construídas em Portugal. No que diz respeito ao tijolo furado, as paredes simples abrangem a maioria das paredes interiores, com espessuras, em geral, inferiores a 15 cm no toско e as paredes duplas dominam as soluções de fachada, com variantes que vão desde panos de 11+7 cm até 22+15 cm. Nas paredes duplas é já frequente a utilização de isolamento térmico na caixa-de-ar e é visível a adopção crescente de medidas de correcção das pontes térmicas, embora com insuficiente suporte tecnológico na maior parte dos casos [14].

A produção nacional da maior parte dos formatos ainda não prevê peças complementares para a resolução de forma racional dos pontos singulares, tais como: padieiras, remates, roços, ombreiras, cunhais, etc.

No quadro 4.2 apresentam-se, algumas das características de panos correntes não rebocados de tijolo furado com dimensões normalizadas, tais como: o peso médio e os consumos de tijolo e de argamassa. A estes valores há que introduzir as correcções relativas aos desperdícios de materiais, que serão tanto menores, quanto maior o planeamento da obra e do método de execução.

Quadro 4.2: Peso médio e consumos correntes de paredes de tijolo furado [14]

Tipo de tijolo	Espessura da parede (tosco) (cm)	Peso da parede (kg/m ²)	Consumo de tijolo (unid./m ²)	Consumo de argamassa (litros/m ²)
30x20x7	7	63,3	16,9	3,5
30x20x7	20	189,7	42,4	23,8
30x20x11	11	96,3	16,9	5,5
30x20x11	20	174,5	28,2	15,8
30x20x15	15	122,5	16,9	7,5
30x20x15	20	158,4	21,2	11,9
30x22x20	20	145,6	14,7	8,3
30x22x20	22	170,6	16,9	11,0

Observações:

Foram consideradas juntas verticais e horizontais com 1 cm de espessura.

4.4. Situação normativa europeia

A situação normativa nacional é praticamente inexistente, a abordagem em termos de resistência dos materiais é rudimentar e conduz à adopção de soluções tabeladas em função dos materiais constituintes dos elementos e do porte da construção, tendo como base,

nomeadamente o RGEU [7]. Este deserto normativo obrigava com frequência ao recurso a documentação estrangeira, nomeadamente inglesa com especial relevância para a BS 5628 [46].

Todavia, com a normalização europeia foram surgindo novos documentos, alguns dos quais, na presente data, já constituindo normas nacionais, que vieram colmatar o vazio existente. No quadro 4.3 é apresentada a situação normativa do CEN/TC 125 para paredes de alvenaria.

Quadro 4.3: Situação normativa do CEN/TC 125 para paredes de alvenaria

Paredes de alvenaria	
NP EN 1052-1:2002	Métodos de ensaio de alvenarias – Parte 1: Determinação da resistência à compressão
NP EN 1052-2:2002	Métodos de ensaio de alvenarias – Parte 2: Determinação da resistência à flexão
EN 1052-3:2002	Methods of test for masonry – Part 3: Determination of initial shear strength
NP EN 1052-4:2002	Métodos de ensaio de alvenarias – Parte 4: Determinação da resistência ao corte de alvenarias com membrana de corte de capilaridade
prEN 1052-5:1997	Methods of test for masonry – Part 5: Determination of bond strength by the Bond Wrench Method
EN 1745:2000	Masonry and masonry products – Methods for determining design thermal values

4.5. Caracterização dos constituintes das paredes em alvenaria de tijolo

Nas paredes de alvenaria de tijolo é, em geral, possível distinguir o “suporte” ou “tosco” da parede, dos seus revestimentos, sejam eles aderentes ou independentes, contínuos ou descontínuos. As paredes integram também, frequentemente, outros elementos construtivos e respectivos acessórios que se servem da parede como suporte, mas não são concebidos para garantir qualquer desempenho complementar à alvenaria (janelas, portas, ductos de ventilação, peitoris, caixas de estore, canalizações, etc.) [14].

Este trabalho debruça-se sobre alvenaria propriamente dita, isto é, sobre o “suporte” e o seu desempenho. Assim, as referências aos revestimentos e outros elementos construtivos e componentes associados às paredes são sucintas e limitam-se às situações em que a sua concepção pode afectar o desempenho da alvenaria.

Os quadros 4.4 e 4.5 identificam materiais principais e complementares e ainda acessórios correntes que fazem parte da constituição da alvenaria de tijolo propriamente dita. As figuras 4.8, 4.9 e 4.10, procuram representar os constituintes de uma parede de alvenaria de tijolo, referenciados nos quadros 4.4 e 4.5.

Quadro 4.4: Diferentes materiais e acessórios constituintes de uma parede de alvenaria de tijolo

Material ou acessório	Tipos e materiais	Observações	Referência
Tijolo	<p>Maciço</p> <p>Perfurado</p> <p>Furação horizontal</p> <p>Furação vertical sem encaixe</p> <p>Furação vertical com encaixe</p>	Variação ao nível da furação	1
Argamassa de assentamento	<p>Argamassa de cimento</p> <p>Argamassa de cal</p> <p>Argamassa mista</p> <p>Argamassas prontas</p> <p>Argamassas pré-doseadas</p>	Variação ao nível da composição	2
Argamassa de refechamento de juntas		Em alvenaria de tijolo “face-à-vista”	3
Materiais para isolamento térmico	<p>Placas rígidas de origem sintética</p> <p>Placas rígidas de origem vegetal</p> <p>Placas rígidas de origem mineral</p> <p>Mantas flexíveis</p> <p>Materiais projectados</p> <p>Espumas</p> <p>Materiais a granel</p> <p>Películas de elevada emissividade</p>		4
Materiais para isolamento acústico	<p>Membranas contínuas de grande densidade e estanquidade</p> <p>Painéis contínuos de revestimentos</p>	Estes materiais estão frequentemente associados ao revestimento das paredes	5
Materiais para correcção acústica dos locais		Em geral associados aos revestimentos das paredes	6
Argamassa para reboco interior		Casos excepcionais de revestimento de uma das faces interiores da caixa-de-ar, com objectivos acústicos	7
Materiais para impermeabilização em zona corrente	<p>Pinturas betuminosas</p> <p>Membranas betuminosas</p>		8
Barreiras pára-vapor	Membranas ou películas impermeáveis ao vapor de água		9
Materiais para redução da ressonância na caixa-de-ar	Materiais porosos ou fibrosos em mantas ou placas		10
Materiais para impermeabilização do fundo da caixa-de-ar	<p>Pinturas betuminosas</p> <p>Membranas betuminosas</p>		11

Quadro 4.5: Diferentes materiais e acessórios constituintes de uma parede de alvenaria de tijolo (cont.)

Material ou acessório	Tipos e materiais	Observações	Referência
Argamassa para execução da caleira do fundo da caixa-de-ar			12
Tubos de drenagem e ventilação de caixa-de-ar			13
Grelhas de ventilação da caixa-de-ar			14
Grampos de ligação dos panos da parede dupla	Metálicos Plásticos		15
Acessórios de ligação aos pilares	Varão roscado Chapa de aço zincada		16
Membranas resilientes para apoio das alvenarias	Bandas de espuma ou borracha Bandas de poliestireno Bandas de aglomerado de cortiça		17
Armaduras de aço para juntas	Armaduras correntes Armaduras em treliça Armaduras galvanizadas Armaduras de aço inox Armaduras com tratamento epoxi Armaduras para reforços localizados		18
Cantoneiras de aço para apoio nos pisos		Fachadas cortina e outros revestimentos da estrutura pela alvenaria	19

4.6. Exigências funcionais

A directiva 89/106/CE [17] impõe para os produtos da construção seis requisitos essenciais: estabilidade e resistência mecânica, segurança ao fogo, higiene, saúde e ambiente, segurança na utilização, protecção contra o ruído e economia de energia e retenção de calor.

4.6.1. Estabilidade e resistência mecânica

Traduz-se pela estabilidade do conjunto e resistência estrutural à acção das cargas permanentes, das sobrecargas, das deformações térmicas, do vento e acidentais e pela resistência aos choques de corpos sólidos [20].

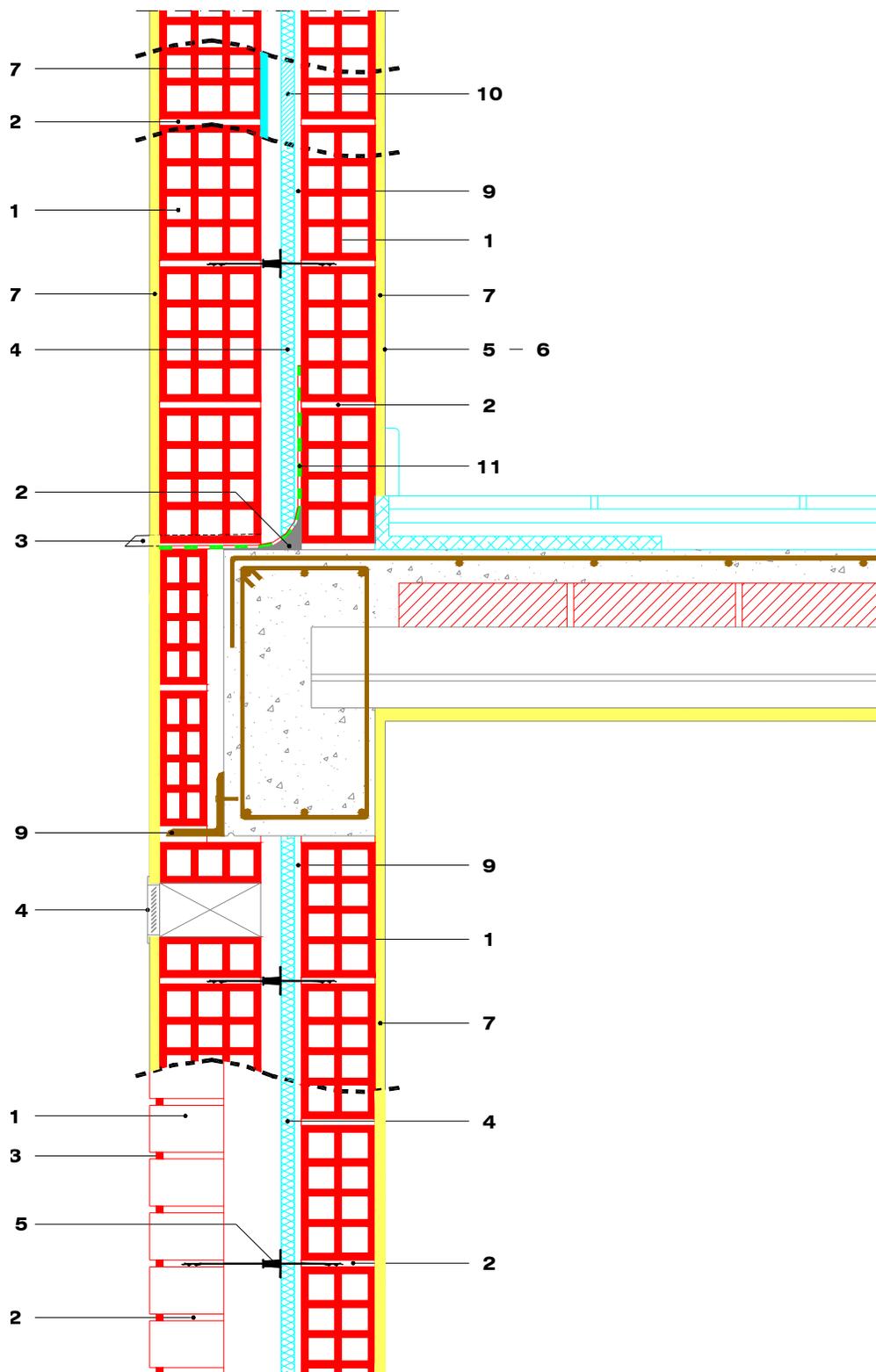


Figura 4.8: Corte construtivo longitudinal de uma parede em alvenaria de tijolo pertencente à envolvente de um edifício, com a numeração referenciada nos quadros 4.4 e 4.5

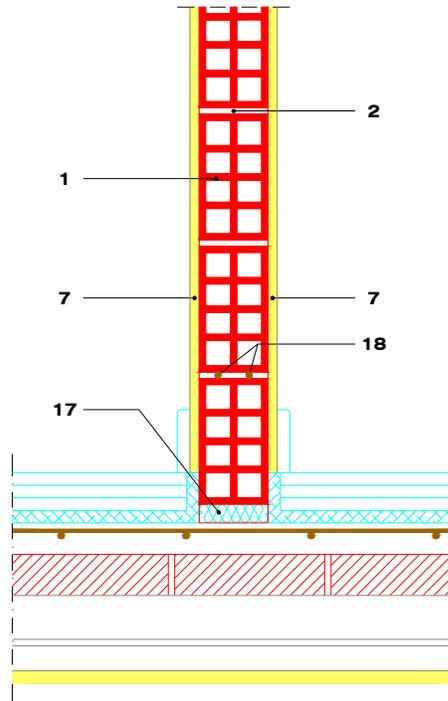


Figura 4.9: Corte construtivo longitudinal de uma parede em alvenaria de tijolo pertencente à compartimentação de um edifício, com a numeração referenciada nos quadros 4.4 e 4.5

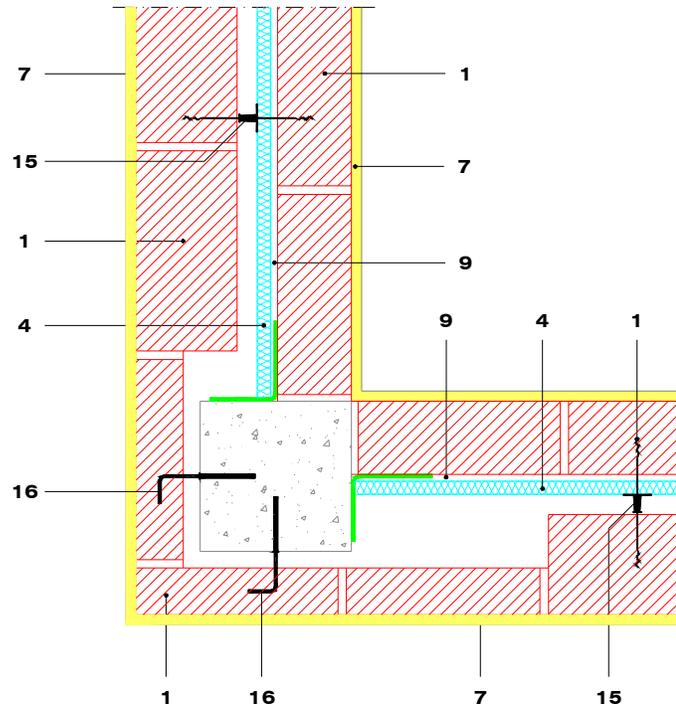


Figura 4.10: Corte construtivo transversal de uma parede em alvenaria de tijolo pertencente à envoltura de um edifício, com a numeração referenciada nos quadros 4.4 e 4.5

4.6.2. Segurança ao fogo

Traduz-se pela reacção ao fogo, caracterizada pelo contributo dos materiais constituintes para a origem e desenvolvimento do incêndio e expressa por classes de reacção ao fogo em função da não combustibilidade, da inflamabilidade e da velocidade de propagação das chamas e pela resistência ao fogo, caracterizada pelo impedimento da propagação dum incêndio de um local para o outro e expressa pelo tempo durante o qual a estabilidade não apresenta nem degradação nem deformação incompatíveis com a função do elemento [20].

4.6.3. Higiene, saúde e ambiente

Traduz-se pela emissão ou desenvolvimento de substâncias nocivas ou insalubres nas suas superfícies [20].

4.6.4. Segurança na utilização

Traduz-se pela segurança do contacto, caracterizada pela segurança dos utilizadores em evitar lesões por contacto com as paredes e pela segurança às intrusões humanas ou de animais [20].

4.6.5. Protecção contra o ruído

Traduz-se pelo isolamento aos ruídos aéreos, caracterizado pelo abaixamento do nível dos ruídos aéreos exteriores que atravessam a parede e pelos ruídos emitidos pela parede transmitidos por vibrações [20].

4.6.6. Economia de energia e retenção do calor

Traduz-se pela resistência da parede à passagem do calor.

4.7. Exigências regulamentares

4.7.1. Exigências de comportamento térmico de acordo com o Regulamento das Características do Comportamento Térmico dos Edifícios

De acordo com o RCCTE (DL 40/90 de 6 de Fevereiro) [51] o comportamento térmico de uma parede é caracterizado pelo seu coeficiente de transmissão térmica.

Podemos definir coeficiente de transmissão térmica de um elemento como sendo a quantidade de calor que, por unidade de tempo, atravessa uma superfície de área unitária desse elemento, por unidade de diferença de temperatura entre os ambientes que ela separa.

Para elementos constituídos por várias camadas, como é normalmente o caso das paredes, o coeficiente de transmissão térmica (K) pode ser calculado da seguinte forma:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{h_e} + \sum R_j + R_{ar} + \frac{1}{h_i}$$

em que:

$\frac{1}{h_i}$, $\frac{1}{h_e}$ - resistências térmicas superficiais interior e exterior, respectivamente em [m².°C/W]

R_j - resistência térmica da camada j

R_{ar} – resistência térmica de espaços de ar não ventilados, em [m².°C/W]

Os valores das resistências térmicas superficiais encontram-se tabelados no Quadro 5.6.

Quadro 4.6: Resistências térmicas superficiais de acordo com o RCCTE [51]

Sentido do fluxo de calor	Resistência térmica superficial (m ² .°C/W)	
	Exterior	Interior
Horizontal (Paredes)	1/h _e	1/h _i
	0.04	0.12

Quanto ao cálculo da resistência térmica de cada camada, far-se-á pelo quociente entre a espessura da camada j – e_j – e a condutibilidade térmica real - λ - do material que a constitui.

$$R_j = \frac{e_j}{\lambda_j}$$

Para camadas compostas por materiais não homogéneos, como é o caso das alvenarias, os valores das respectivas resistências térmicas encontram-se tabelados.

Para uma verificação automática do RCCTE [51], que será, em termos de projecto, a solução mais procurada, os elementos da envolvente, nomeadamente as paredes, devem utilizar soluções cujos coeficientes de transmissão térmica sejam iguais ou inferiores aos valores de referência indicados no quadro 4.7 [51].

A escolha de elementos construtivos que respeitem os valores de referência de "K", terá que ser completada por cuidados especiais nas pontes térmicas, de tal modo que o "factor de concentração de perdas" (quociente entre o valor médio pesado do coeficiente de transmissão térmica de uma zona da envolvente e o coeficiente de transmissão térmica da sua zona corrente e que quantifica a influência das heterogeneidades nas perdas térmicas dessa zona

da envolvente) não seja superior a $f_c=1,3$. Esta exigência vai implicar, em geral, a adopção de um dos três processos [14]:

- Revestimento exterior contínuo com um sistema de isolante recoberto por reboco sintético armado com malha de fibra de vidro (ou variantes, todas elas reservadas a aplicadores especializados);
- Revestimento exterior (ou, em poucos casos, interior) da estrutura reticulada de betão armado com pano de tijolo de 7 cm;
- Revestimento exterior da estrutura reticulada de betão armado com pano de tijoleira furada de espessura entre 2,5 e 4 cm.

Quadro 4.7: Coeficientes de transmissão térmica de referência K ($W/m^2 \cdot ^\circ C$) [51]

Envolvente	Zonas Climáticas		
	I ₁	I ₂	I ₃
Exterior	1,40	1,20	0,95
Interior	1,87	1,60	1,27

Observações:

I₁, I₂ e I₃ zonas climáticas de Inverno.

A menor exigência dos elementos da envolvente interior resulta do facto de estes elementos não estarem em contacto directo com a atmosfera exterior, mas sim em contacto com outras zonas do edifício (ou edifícios), cuja temperatura é intermédia entre a temperatura exterior e a temperatura da zona a que se aplica o RCCTE [51].

O RCCTE [51] prevê, no entanto, a utilização de outras soluções construtivas cujos coeficientes de transmissão térmica sejam superiores aos de referência, desde que "haja ganhos solares por envidraçados não sombreados orientados a sul e/ou sejam adoptados coeficientes de transmissão térmica menos elevados em zonas específicas da envolvente" (condições de Inverno RCCTE) ou desde que "os correspondentes ganhos adicionais de calor sejam compensados por melhoria das restantes exigências" (condições de Verão - RCCTE).

Em qualquer dos casos, essas soluções construtivas não deverão, em caso algum, ter qualidade inferior aos requisitos mínimos impostos pelo RCCTE [51], afim de reduzir o risco de condensações na face interior dos elementos da envolvente (quadro 4.8).

Quadro 4.8: Coeficientes de transmissão térmica máximos admissíveis K (W/m².°C) [51]

Envolvente opaca vertical	Zonas Climáticas		
	I ₁	I ₂	I ₃
Envolvente exterior	1,80	1,60	1,45
Envolvente interior	2,00	2,00	1,90

As figuras 4.11 e 4.12 apresentam, para várias zonas climáticas do país, exemplos de soluções construtivas mínimas com alvenaria de tijolo para respeitar os valores de referência e os valores máximos admissíveis dos coeficientes de transmissão térmica definidos pelo RCCTE [51].

Estas figuras são meramente ilustrativas, sendo necessário salvaguardar os seguintes aspectos e opções considerados na sua elaboração [14]:

- São consideradas na "envolvente exterior" as paredes que dividem as zonas úteis do edifício, na perspectiva do RCCTE [51] das zonas exteriores, o que, em geral, corresponde às fachadas. No entanto, as fachadas de zonas sem ocupação humana frequente, não úteis na perspectiva regulamentar, não são consideradas neste tipo de envolvente;
- Na "envolvente interior" são consideradas as paredes que separam as zonas úteis das zonas interiores não úteis (também designadas por zonas "frias"), tal como caixas de escada interiores, caixas de elevadores, garagens, arrumos exteriores ao fogo, etc.;
- As soluções construtivas apresentadas não são soluções ótimas ou preferenciais, mas apenas a ilustração de soluções possíveis dentro dos limites regulamentares, privilegiando o emprego de tijolo e minimizando a utilização de materiais de isolamento;
- A escolha dos exemplos foi feita tendo em consideração a respectiva transmissão térmica, mas importa recordar a diversidade de exigências funcionais a que deve obedecer cada parede;
- Nas paredes simples admitiu-se como solução construtiva mínima no exterior um pano de tijolo com 15 cm e no interior com 11 cm;
- Nas paredes duplas admitiu-se como solução construtiva mínima dois panos de 11 + 7 cm;
- A utilização de materiais isolantes foi feita com espessura mínima de 3 cm, admitindo um valor de condutibilidade térmica de $\lambda=0,035$ W/m.°C;

PAREDE DA ENVOLVENTE EXTERIOR							
							
		Zona I₁		Zona I₂		Zona I₃	
Paredes Simples	Valor de Referência	Tij. 15 + 3 cm isol. 	Valor de Referência	Tij. 15 + 3 cm isol. 	Valor de Referência	Tij. 15 + 3 cm isol. 	
	$K_{ref} = 1.40$	$K = 0.75$	$K_{ref} = 1.20$	$K = 0.75$	$K_{ref} = 0.95$	$K = 0.75$	
	Valor Máximo	Tijolo 22 	Valor Máximo	Tijolo 22 	Valor Máximo	Tij. 15 + 3 cm isol. 	
	$K_{max} = 1.80$	$K = 1.60$	$K_{max} = 1.60$	$K = 1.60$	$K_{max} = 1.45$	$K = 0.75$	
Paredes Duplas	Valor de Referência	Tijolo 15 + 7 	Valor de Referência	Tijolo 15 + 11 	Valor de Referência	Tijolo 22 + 15 	
	$K_{ref} = 1.40$	$K = 1.27$	$K_{ref} = 1.20$	$K = 1.18$	$K_{ref} = 0.95$	$K = 0.91$	
	Valor Máximo	Tijolo 11 + 7 	Valor Máximo	Tijolo 11 + 7 	Valor Máximo	Tijolo 11 + 7 	
	$K_{max} = 1.80$	$K = 1.45$	$K_{max} = 1.60$	$K = 1.45$	$K_{max} = 1.45$	$K = 1.45$	

Figura 4.11: Exemplos de paredes de alvenaria de tijolo da envolvente exterior que respeitam as exigências regulamentares do RCCTE [20]

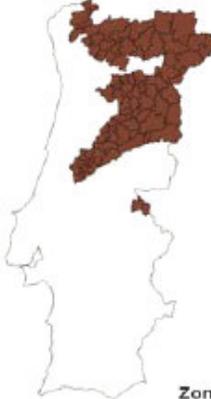
PAREDE DA ENVOLVENTE INTERIOR							
							
		Zona I₁		Zona I₂		Zona I₂	
Paredes Simples	Valor de Referência	Tijolo 15 	Valor de Referência	Tijolo 22 	Valor de Referência	Tij. 11 + 3 em isol. 	
	$K_{ref} = 1.67$	$K = 1.82$	$K_{ref} = 1.60$	$K = 1.43$	$K_{ref} = 1.27$	$K = 0.76$	
	Valor Máximo	Tijolo 15 	Valor Máximo	Tijolo 15 	Valor Máximo	Tijolo 15 	
	$K_{max} = 2.00$	$K = 1.82$	$K_{max} = 2.00$	$K = 1.82$	$K_{max} = 1.90$	$K = 1.82$	
Paredes Duplas	Valor de Referência	Tijolo 11 + 7 	Valor de Referência	Tijolo 11 + 7 	Valor de Referência	Tijolo 15 + 7 	
	$K_{ref} = 1.67$	$K = 1.30$	$K_{ref} = 1.60$	$K = 1.30$	$K_{ref} = 1.27$	$K = 1.15$	
	Valor Máximo	Tijolo 11 + 7 	Valor Máximo	Tijolo 11 + 7 	Valor Máximo	Tijolo 11 + 7 	
	$K_{max} = 2.00$	$K = 1.30$	$K_{max} = 2.00$	$K = 1.30$	$K_{max} = 1.90$	$K = 1.30$	

Figura 4.12: Exemplos de paredes de alvenaria de tijolo da envolvente interior que respeitam as exigências regulamentares do RCCTE [20]

- Os valores dos coeficientes de transmissão térmica apresentados podem variar ligeiramente em função da geometria da furação e das características das caixas-de-ar;
- O valor de "K" de um tipo de parede pode ser distinto na envolvente interior e na envolvente exterior, face às diferentes condições de radiação e convecção.

4.7.2. Exigências do comportamento acústico de acordo com o RRAE

O articulado regulamentar que enquadra as prescrições relativas a edifícios de várias utilizações encontra-se definido no anexo ao Decreto-Lei nº 292/2000 de 14 de Novembro, oficialmente denominado de Regime Legal sobre a Poluição Sonora (Regulamento Geral do Ruído).

No âmbito deste documento e do Decreto-Lei nº 129/2002, estabelecem-se para os edifícios diversos critérios de controlo de comportamento acústico, relativos à emissão de ruído para o exterior, à potencial incomodidade pelo funcionamento do edifício, às condições acústicas interiores e ao isolamento acústico.

O RRAE [52] instituído pelo Decreto-Lei nº 129/2002 de 1 de Maio, aplica-se aos seguintes edifícios:

- Habitacionais e mistos (art.º 5º);
- Comerciais, industriais e de serviços (art.º 6º);
- Escolares, de investigação ou de leitura (art.º 7º);
- Hospitalares (art.º 8º);
- Recintos desportivos (art.º 9º);
- Estações de transporte de passageiros (art.º 10º).

No que diz respeito a paredes, os parâmetros, que o RRAE [52] utiliza e limita numericamente são:

$D_{2m,n,w}$ (dB) Índice de isolamento sonoro aos sons de condução aérea normalizado (c/ Exterior)

$D_{n,w}$ (dB) Índice de isolamento sonoro aos sons de condução aérea normalizado

Os limites de isolamento conferidos pelas paredes, que devem ser cumpridos respectivamente em edifícios habitacionais e mistos, comerciais, industriais ou de serviços, escolares e hospitalares, são apresentados de uma forma resumida nos quadros 4.9 a 4.15 [52].

Quadro 4.9: Edifícios habitacionais e mistos – Índices de isolamento sonoro a sons de condução aérea, entre o exterior do edifício e quartos ou zonas de estar dos fogos

Índice de isolamento sonoro a sons de condução aérea, normalizado e ponderado, $D_{2m,n,w}$, entre o exterior e ...	Zonas sensíveis	Zonas mistas
Quartos ou zonas de estar dos fogos	≥ 28 dB	≥ 33 dB

Observações:

O DL 129/2002 estabelece no seu artigo 2.º que até à data de classificação municipal das zonas sensíveis e mistas deverá ser tomado como referência de dimensionamento para o índice $D_{2m,n,w}$ o requisito definido para zonas mistas

Quadro 4.10: Edifícios habitacionais e mistos – Índices de isolamento sonoro a sons de condução aérea, entre compartimentos de um fogo (emissão) e quartos ou zonas de estar de outros fogos (recepção)

Índice de isolamento sonoro a sons de condução aérea, normalizado e ponderado, $D_{n,w}$, entre... Local de Emissão Local de Recepção	Quartos ou Zonas de Estar de outro Fogo
Compartimentos de um fogo	≥ 50 dB
Locais de Circulação Comum do Edifício	≥ 48 dB
Garagem de Estacionamento Automóvel	≥ 50 dB
Caminho de Circulação Vertical (Edifício c/ elevadores)	≥ 40 dB
Locais de Comércio, Indústria, Serviços ou Diversão	≥ 58 dB

Quadro 4.11: Edifícios comerciais, industriais ou de serviços – Índices de isolamento sonoro a sons de condução aérea, entre o exterior e os compartimentos interiores

Índice de isolamento sonoro a sons de condução aérea, normalizado e ponderado, $D_{2m,n,w}$, entre o exterior e ...	Zonas sensíveis
Refeitórios ou recintos públicos de restauração Escritórios ($V \geq 100m^3$)	≥ 30 dB

Observações:

V = volume interior do recinto em causa

Quadro 4.12: Edifícios escolares – Índices de isolamento sonoro a sons de condução aérea, entre o exterior e os compartimentos interiores

Índice de isolamento sonoro a sons de condução aérea, normalizado e ponderado, $D_{2m,n,w}$, entre o exterior e ...	Zonas sensíveis	Zonas mistas
Salas de aula, de professores, administrativas Salas de aula musical, salas polivalentes, refeitórios, ginásios e oficinas Corredores de grande circulação	≥ 28 dB	≥ 33 dB

Observações:

O DL 129/2002 estabelece no seu artigo 2.º que até à data de classificação municipal das zonas sensíveis e mistas deverá ser tomado como referência de dimensionamento para o índice $D_{2m,n,w}$ o requisito definido para zonas mistas

Quadro 4.13: Edifícios escolares - Índices de isolamento sonoro a sons de condução aérea, entre locais do edifício

Índice de isolamento sonoro a sons de condução aérea, normalizado e ponderado, $D_{n,w}$, entre... Local de Emissão Local de Recepção	Salas de aula (*), de professores, administrativas	Bibliotecas e gabinetes médicos	Salas Polivalentes
Salas de aula, de professores, administrativas	≥ 45 dB	≥ 45 dB	≥ 45 dB
Salas de aula musical, salas polivalentes, refeitórios, ginásios e oficinas	≥ 55 dB	≥ 58 dB	≥ 50 dB
Corredores de grande circulação (**)	≥ 30 dB	≥ 35 dB	≥ 30 dB

Observações:

(*) Incluindo salas de aula musical.

(**) Considerando que haverá porta de comunicação com os locais receptores; se tal não for o caso, os valores indicados serão acrescidos de 15 dB.

Quadro 4.14: Edifícios hospitalares – Índices de isolamento sonoro a sons de condução aérea, entre o exterior e compartimentos interiores

Índice de isolamento sonoro a sons de condução aérea, normalizado e ponderado, $D_{2m,n,w}$, entre o exterior e ...	Zonas sensíveis	Zonas mistas
Blocos operatórios, gabinetes médicos, salas de trabalho, salas de consulta ou exame Enfermarias, salas de tratamento	≥ 28 dB	≥ 33 dB

Observações:

O DL 129/2002 estabelece no seu artigo 2.º que até à data de classificação municipal das zonas sensíveis e mistas deverá ser tomado como referência de dimensionamento para o índice $D_{2m,n,w}$ o requisito definido para zonas mistas

Quadro 4.15: Edifícios hospitalares – Índices de isolamento sonoro a sons de condução aérea, entre locais do edifício

Índice de isolamento sonoro a sons de condução aérea, normalizado e ponderado, $D_{n,w}$, entre... Local de Emissão Local de Recepção	Blocos operatórios, gabinetes médicos, salas de trabalho, salas de consulta ou exame	Enfermarias, salas de tratamento
Blocos operatórios, gabinetes médicos, salas de trabalho, salas de consulta ou exame	≥ 48 dB	≥ 40 dB
Enfermarias, salas de tratamento	≥ 55 dB	≥ 45 dB
Circulações internas (*)	≥ 35 dB	≥ 30 dB
Refeitórios e cozinhas	≥ 52 dB	≥ 45 dB
Oficinas	≥ 55 dB	≥ 48 dB

Observações:

(*) Considerando que haverá porta de comunicação com os locais receptores; se tal não for o caso, os valores indicados serão acrescidos de 15 dB.

4.7.2.1. Isolamento a sons de condução aérea

Atendendo a que a generalidade dos elementos construtivos utilizados na construção corrente não se encontram ainda caracterizados laboratorialmente sob o ponto de vista do isolamento sonoro a sons de condução aérea, torna-se necessário recorrer a modelos de cálculo que permitam estimar os valores dos descritores acústicos de interesse.

Contudo, sempre que as referidas caracterizações laboratoriais estiverem disponíveis para um dado elemento construtivo, essa informação deverá ser, obviamente, tomada em consideração e, inclusive, preferida relativamente aos resultados decorrentes da utilização dos modelos de cálculo.

O isolamento sonoro de elementos construtivos dependerá, numa primeira abordagem, de considerarmos o comportamento do elemento (parede) isolado ou transmissão sonora entre dois espaços. Nesta última hipótese não está apenas em questão o elemento separador desses possíveis espaços, mas também todo o comportamento da envolvente, pelo que será imprescindível estimar um comportamento de cada um dos elementos [53].

Paredes simples

O comportamento acústico de um elemento construtivo simples ao nível do isolamento a sons aéreos depende de variados parâmetros designadamente, a massa, a frequência e o ângulo de incidência das ondas sonoras, a rigidez, o amortecimento, a permeabilidade, entre outros [53].

Paredes duplas

Em situações correntes, com os condicionalismos de ordem económica e funcional existentes (considera-se que não é vantajoso ultrapassar a massa dos 500 kg/m^2 para uma parede simples), a opção deste tipo de solução construtiva dificilmente garantirá um índice de isolamento a sons aéreos superior a 52-55 dB (medido *in situ*), pelo que se justifica a opção de elementos duplos que, apresentando uma massa superficial total inferior, poderão garantir valores de isolamento superior, desde que convenientemente dimensionadas e executadas.

No caso de uma parede dupla assume-se que entre os elementos construtivos simples existe um meio elástico que, no limite, poderá ser o ar. Sob o ponto de vista do seu comportamento teórico poderão definir-se dois limites de desempenho: os dois panos de paredes ligados rigidamente, em que o sistema formado seria equivalente ao de uma parede simples com a mesma massa total (ganho aproximadamente igual a 6 dB se as massas forem iguais); um limite superior em que o isolamento total seria equivalente ao somatório do isolamento dos dois panos de parede, para panos completamente desligados do contorno e com um espaço de ar de dimensão elevada.

Imaginando uma situação intermédia, ainda com os panos desligados do contorno, mas com uma caixa de ar apresentando dimensões correntes, poderemos diferenciar, tal como no caso das paredes simples, o comportamento da parede consoante a frequência [53].

Quantificação da transmissão marginal – Sons de condução aérea

A transmissão sonora, por via aérea, entre dois recintos é um fenómeno complexo que envolve geralmente, transmissões directas (quando existe um elemento de separação comum aos dois recintos) e transmissões marginais (através de elementos adjacentes), conforme se pode observar na figura 4.13 [53].

Na prática, em edifícios correntes a transmissão de som entre duas salas contíguas para além de depender dos elementos de separação, depende da capacidade de isolamento dos elementos de separação e adjacentes, da ligação entre elementos adjacentes e de separação e da forma como a propagação se processa no interior das salas, emissora e receptora.

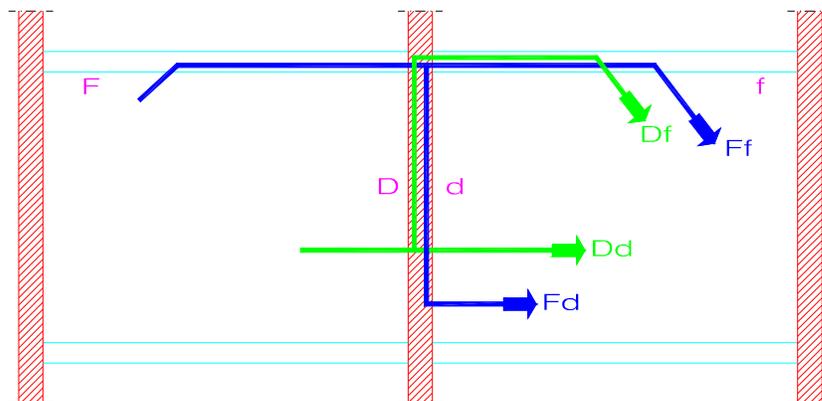


Figura 4.13: Corte esquemático de uma construção indicando os diferentes caminhos de transmissão marginal existentes (d – directo; f – marginal)

A quantificação da transmissão marginal é fundamental no dimensionamento de uma solução para um elemento de separação entre dois compartimentos, já que esta apenas é contabilizada de uma forma implícita aquando de ensaios realizados em obra, o que se torna evidentemente incompatível com a actividade de projecto. A sua não consideração em termos de cálculo poderá acarretar erros graves de concepção [53].

Assim, o índice de redução sonora ponderado pode ser calculado da seguinte forma:

$$R'_w = -10 \log_{10} \left(10^{\frac{-R_{Dd,w}}{10}} + \sum_{F=f=1}^n 10^{\frac{-R_{Ff,w}}{10}} + \sum_{f=1}^n 10^{\frac{-R_{Df,w}}{10}} + \sum_{F=1}^n 10^{\frac{-R_{Fd,w}}{10}} \right)$$

em que:

R'_w – índice de redução sonora ponderado, medido *in situ* (dB)

$R_{Dd,w}$ – índice de redução sonora relativo à transmissão directa (dB)

$R_{Ff,w}$ – índice de redução sonora relativo ao caminho de transmissão Ff (dB)

$R_{Df,w}$ – índice de redução sonora relativo ao caminho de transmissão Df (dB)

$R_{Fd,w}$ – índice de redução sonora relativo ao caminho de transmissão Fd (dB)

n – número total de elementos marginais (normalmente igual a 4)

Índice de Isolamento Sonoro a Sons de Condução Aérea

O valor do índice de isolamento sonoro a sons de condução aérea, seja entre o exterior dos edifícios (emissão) e os compartimentos interiores em análise (denominado de $D_{2m,n,w}$) ou

apenas entre os compartimentos interiores (denominado de $D_{n,w}$) é calculado, a partir do valor de R'_w definido anteriormente, da seguinte forma [53]:

$$D_{n,w} = R'_w + 10 \log\left(\frac{A_0}{S}\right) \quad D_{2m,n,w} = R_{\text{médio}_w} - 3 + 10 \log\left(\frac{A_0}{S}\right)$$

em que:

R'_w – índice de redução sonora ponderado, medido *in situ* (dB)

A_0 – área de absorção sonora de referência (=10 m²)

S – Área do elemento de separação (m²)

$R_{\text{médio}_w}$ – índice de redução sonora médio da parede exterior “homogeneizada” por todos os seus componentes (habitualmente parte opaca R_{op} e vítrea R_{vid})

$$R_{\text{médio}_w} = -10 \log(\tau_{\text{médio}}) = -10 \log\left(\frac{S_{op} \times 10^{\frac{-R_{op}}{10}} + S_{vid} \times 10^{\frac{-R_{vid}}{10}}}{S_{op} + S_{vid}}\right)$$

A verificação do isolamento a sons de condução aérea, $D_{2m,n,w}$, não deverá ser efectuada para a fachada na sua globalidade sendo lícito, para efeitos de cálculo, estudar as situações potencialmente mais gravosas, que geralmente correspondem às que apresentam uma maior área de vãos envidraçados (elemento com menor valor do índice de R_w).

Para a verificação do isolamento a sons de condução aérea, $D_{n,w}$, deverão ser analisadas as várias soluções construtivas para os vários elementos de separação de compartimentos na horizontal e na vertical, conjugando os efeitos decorrentes da superfície dos elementos de separação e do tipo de elementos construtivos adjacentes a esses elementos de separação [53].

4.7.2.2. Soluções tipo / isolamentos para situações correntes

Na figura 4.14 e quadro 4.16 são indicados vários tipos de soluções construtivas bem como os valores indicativos dos índices de redução sonora obtidos através de cálculo, sendo com base nestes valores que poderão ser estimados os valores dos índices de isolamento sonoro a sons aéreos exigíveis a nível regulamentar. Estas soluções construtivas representam apenas algumas das soluções mais correntes em edifícios. No entanto, existem outras soluções, nomeadamente as que recorrem à utilização de tijolo maciço, onde para a mesma espessura de parede, os índices de isolamento podem ser bastante superiores.

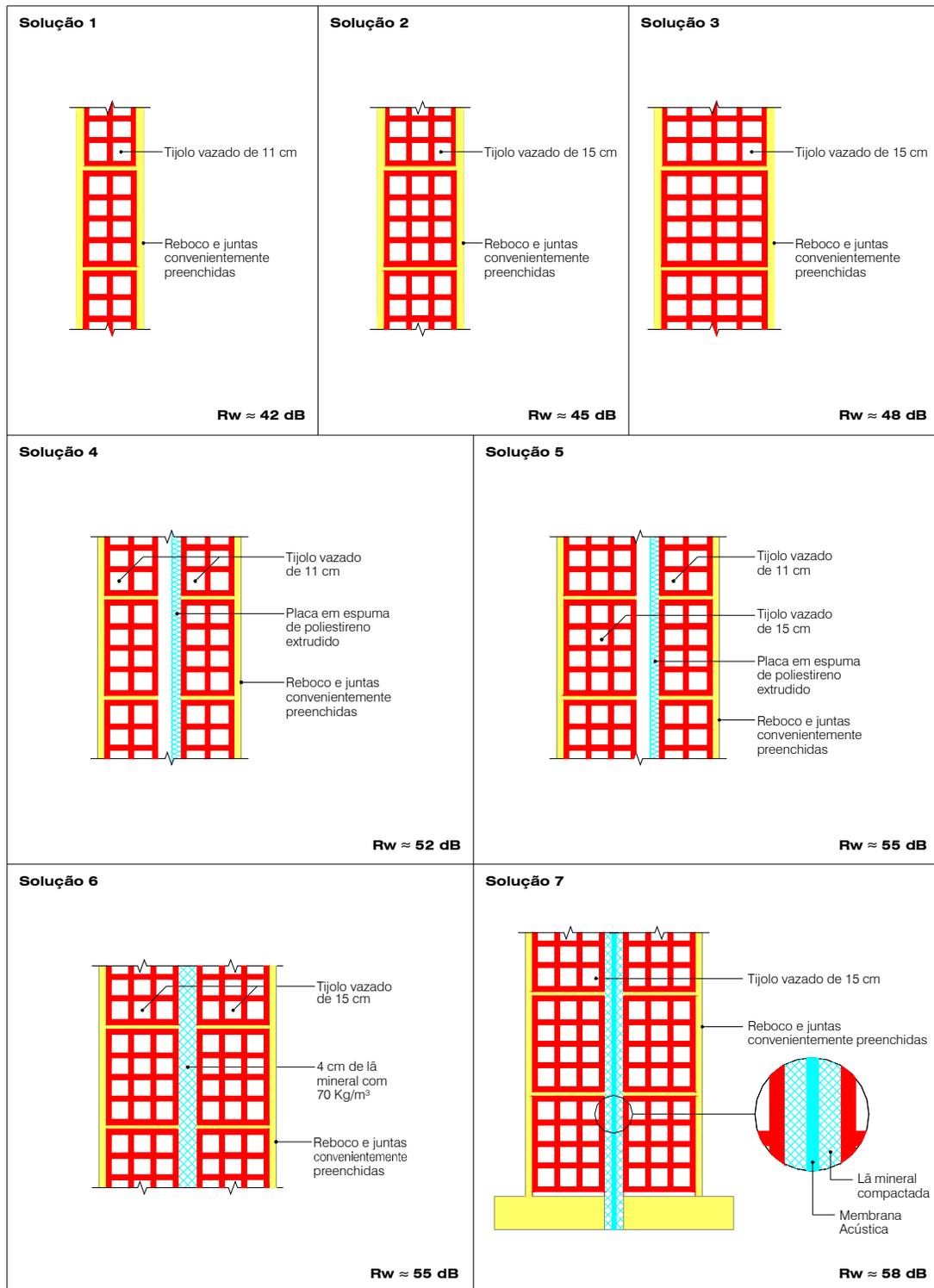


Figura 4.14: Exemplos de valores de R_w para diversas soluções de paredes de alvenaria

Quadro 4.16: Soluções construtivas correntes em alvenarias de tijolo / Índices de redução sonora

	Solução construtiva	Índice de redução sonora
Solução 1	Parede simples em tijolo vazado de 11 cm, rebocada	Rw = 42 dB
Solução 2	Parede simples em tijolo vazado de 15 cm, rebocada	Rw = 45 dB
Solução 3	Parede simples em tijolo vazado de 20 cm, rebocada	Rw = 48 dB
Solução 4	Parede dupla com dois panos em tijolo vazado de 11 cm, caixa de ar com 6 cm semi-preenchida com 3 cm de poliestireno expandido extrudido, rebocada nas duas faces exteriores	Rw = 52 dB
Solução 5	Parede dupla com um pano em tijolo vazado de 11 cm e outro de 15 cm, caixa de ar com 6 cm semi-preenchida com 3 cm de poliestireno expandido extrudido, rebocada nas duas faces exteriores	Rw = 55 dB
Solução 6	Parede dupla com dois panos em tijolo vazado de 15 cm, uma caixa de ar com 4 cm preenchida com lã mineral de 70 kg/m ³ , rebocada nas duas faces exteriores	Rw = 55 dB
Solução 7	Parede dupla com dois panos em tijolo vazado de 15 cm, uma caixa de ar com 3 a 4 cm preenchida com manta de complexo isolante (lã mineral de elevada densidade + membrana acústica), rebocada nas duas faces exteriores	Rw = 58 dB

4.7.2.3. Condicionamento acústico interior

A obtenção de condições de inteligibilidade da palavra e de qualidade e conforto auditivos é condicionada por diversos aspectos dos quais é possível destacar como determinante para a situação em análise, o controlo do tempo de reverberação [53].

Tempo de reverberação, Tr

Na determinação do tempo de reverberação de um determinado local os modelos estatísticos utilizados são os propostos por Sabine e Eyring [53]:

Fórmula de Sabine

$$T_r = \frac{0,16 V}{\sum \alpha_i S_i}$$

Fórmula de Eyring

$$T_r = \frac{0,16 V}{-S \ln(1 - \alpha_m)}$$

sendo:

α_i – coeficiente de absorção sonora

S_i – área de um dado elemento construtivo (m^2)

V – volume do local (m^3)

α_m – coeficiente de absorção sonora médio ($\sum \alpha_i S_i / \sum S_i$)

No que se refere às condições acústicas interiores, o RRAE, impõe limites para os tempos de reverberação (aplicável em edifícios comerciais, industriais ou de serviços, escolares, hospitalares e em recintos desportivos) e para os níveis sonoros do ruído ambiente (em locais onde se exerçam actividades que requeiram concentração e sossego; e em instalações muito ruidosas, por forma a que a exposição dos trabalhadores que permanecem nesses locais, ao ruído, não ultrapasse os limites máximos).

A correcção dos tempos de reverberação só é possível, em geral, com o recurso a elementos suplementares de elevada absorção sonora (por exemplo através da execução de tectos falsos e/ou revestimento de paredes com painéis absorventes).

4.7.3. Exigências de comportamento em caso de incêndio de acordo com o RSCIEH [54]

São definidas pelo RSCIEH (DL 64/90 de 21 de Fevereiro) [54] as condições que devem respeitar os elementos de construção mais significativos no que diz respeito ao seu comportamento em caso de incêndio.

Estas indicações visam diminuir o risco de ocorrência e desenvolvimento de incêndio, facilitar a evacuação dos ocupantes e favorecer a intervenção dos bombeiros.

A aplicação das exigências regulamentares é feita tendo em conta a altura do edifício e o tipo de ocupação prevista.

No que se refere especificamente às paredes divisórias e de fachada de alvenaria, são indicadas no quadro 4.17 algumas das exigências regulamentares no que diz respeito ao seu comportamento ao fogo.

O RSCIEH [54] para além da classe de resistência ao fogo das paredes, refere ainda, para certos casos a classe de reacção ao fogo dos materiais utilizados nos revestimentos.

Do ponto de vista da classe de reacção ao fogo os materiais podem ser:

- não combustíveis: M0;
- não inflamáveis: M1;

- dificilmente inflamáveis: M2;
- moderadamente inflamáveis: M3;
- facilmente inflamáveis: M4.

Quadro 4.17: Exigências regulamentares de resistência ao fogo para paredes de alvenaria

Características da parede	Tipo de edifício				
	Unifamiliar	$h \leq 9$ m	$9 < h \leq 28$ m	$28 < h \leq 60$ m	$h > 60$ m
Função suporte e compartimentação	CF30	CF30	CF60	CF90	
Paredes de Empena	CF60	CF60	CF60	CF90	
Paredes interiores (sep. entre habitações contíguas)	-	CF60	CF60	CF60	
Paredes que delimitam CHC's interiores e ligações entre CHC e escadas	-	CF30	CF30	CF60	
Separação entre habitações e outros espaços					
- Arrecadações	CF60	CF60	CF60	CF60	
- Garagens Individuais:					(*)
* S/ separação entre garagens	CF60	CF90	CF90	CF90	
* C/ separação CF30 entre garagens	-	CF60	CF60	CF60	
- Garagens colectivas	-	CF90	CF90	CF90	
Caixas de elevadores	-	CF60	CF60	CF90	
Caixas de escadas interiores (caminhos de evacuação)	CF30	CF60	CF60	CF90	
Paredes de compartimentação corta-fogo (Apiso > 1250 m ²)	-	CF60	CF90	CF90	

Observações:

(*) Os edifícios com altura superior a 60 m devem ser objecto de licenciamento especial pelas entidades competentes, e serem elaborados por técnico ou entidade especializada e credenciada pelo SNB e em conjunto com os bombeiros locais.

Nota: um elemento é considerado corta-fogo, CF, quando cumpre em simultâneo as exigências de estabilidade, estanquidade e isolamento térmico durante o tempo indicado, em minutos.

A título exemplificativo, em edifícios de altura não superior a 28 m as paredes que delimitam as comunicações horizontais comuns devem ser da classe de resistência ao fogo CF30, pelo menos. Os revestimentos internos devem ser da classe de reacção ao fogo M2, pelo menos, salvo o revestimento do piso que pode ser da classe de reacção ao fogo M3.

A avaliação da segurança ao fogo de um elemento de construção faz-se por comparação de resistência ao fogo desse elemento com as exigências regulamentares aplicáveis.

A resistência ao fogo de um elemento de construção é estimada com base em ensaios laboratoriais a realizar em instalações adequadas. A partir dos resultados assim obtidos podemos classificar as paredes de alvenaria mais comuns no nosso país no que diz respeito à resistência ao fogo (quadro 4.18).

Quadro 4.18: Espessura mínima de paredes face às exigências contra incêndios

DESIGNAÇÃO		ESPESSURA MÍNIMA DE PAREDES DE ALVENARIA (cm)									
		Não estruturais					Estruturais				
		CF 30	CF 60	CF 90	CF 120	CF 180	CF 30	CF 60	CF 90	CF 120	CF 180
Sem Reboco	Tijolo Maciço ou Perfurado	7	7	11	11	22	11	22	22	22	22
	Tijolo furado	7	11	15	22	22	11	15	15	22	22
Com Reboco de argamassa ou gesso (e = 15 mm)	Tijolo Maciço ou Perfurado	7	7	7	11	11	11	11	11	22	22
	Tijolo furado	7	7	11	15	22	11	11	15	22	22

Observações:

As paredes com função estrutural são consideradas aquelas a que é atribuída uma carga axial cujo valor de cálculo é cerca de 25% do valor de cálculo da sua resistência à compressão.

5. Anomalias em paredes de alvenaria

5.1. Introdução

Desde à antiguidade que o homem recorre ao emprego das alvenarias, processo construtivo que derivou, num primeiro momento do empilhamento de rochas fragmentadas e, num segundo momento, dos muros em pedra (cantarias). Muitas construções milenares, dos egípcios e dos romanos particularmente, permanecem até hoje como testemunhos vivos da história da humanidade e da própria história das alvenarias.

Tradicionalmente pesadas, espessas e rígidas, as alvenarias evoluíram, acompanhando a própria evolução do homem, para as lâminas consideravelmente delgadas dos nossos dias, para os produtos com alta agregação de tecnologia, para os processos de produção intensivamente industrializados. Os componentes de alvenaria foram sendo desenvolvidos tendo como meta a criação de um material de construção ideal, que, segundo os especialistas, deve ser o mais barato, o mais resistente, o mais durável e o mais leve possível. Nesse último aspecto, a evolução tecnológica apontou, por um lado, para a invenção de materiais com baixa massa específica aparente (enquadrando-se aí os betões celulares) e por outro lado para os componentes vazados (blocos de betão, tijolos, etc.) que representaram, em meados do século XX, uma verdadeira revolução na história das alvenarias [55].

Como consequência do caminho realizado (e a realizar) na procura do material ideal (o mais resistente, o mais leve, o mais durável e de mais baixo custo), da evolução das técnicas de projecto e de execução de obra, começam a surgir, em quase todos os tipos de obras, com maior frequência, problemas e falhas nas construções, e nas alvenarias como uma das principais partes integrantes, em particular.

Resultando talvez da própria intensificação dessas falhas, o homem passou a analisá-las com maior cuidado, valendo-se cada vez mais dos princípios da “ciência dos materiais”, da estabilidade das estruturas, da mecânica dos solos, da física e da química, dando origem, assim a uma nova “ciência”, designada por “Patologia das Construções”, que foi buscar à medicina diversos de seus termos mais usuais (diagnóstico, prognóstico, terapia etc.) que, no âmbito da construção civil, podem ser definidos como:

- **Patologia:** falha, disfunção, defeito que prejudica a estética ou o desempenho da edificação ou de qualquer uma de suas partes;
- **Patologia das construções:** “ciência” que procura, de forma metodizada, estudar os defeitos dos materiais, dos componentes, dos elementos ou da edificação como um

todo, diagnosticando as suas causas e estabelecendo os seus mecanismos de evolução, formas de manifestação, medidas de prevenção e de recuperação;

- **Diagnóstico:** determinação das causas, dos mecanismos de formação e da gravidade potencial de um problema patológico, com base na observação dos sintomas (formas de manifestação) e na eventual realização de estudos específicos;
- **Prognóstico:** avaliações ou conjecturas, baseadas no diagnóstico, acerca da duração, evolução ou término do problema;
- **Terapia:** conjunto de medidas (reformas, recuperações, reforços) destinado a sanar um problema patológico;
- **Agente:** causa imediata que deu origem ao problema patológico (assentamento de apoio, movimentações térmicas, sobrecarga, etc.).

Ao contrário da medicina, onde os casos de patologia clínica e os avanços científicos na área eram rapidamente divulgados, os casos de patologia das construções eram tratados com muita reserva, pois na maioria das vezes encontravam-se associados a falhas de projecto, erros de concepção, desconhecimento de propriedades dos solos e dos materiais de construção, fiscalização deficiente dos serviços, etc. Esse facto, aliado em geral à falta de acompanhamento da obra, depois desta concluída, por parte dos seus projectistas e construtores e a própria ausência de um sistema de catalogação dos problemas patológicos (ocorrência, incidência, gravidade, medidas correctivas adoptadas, etc.), fez com que o avanço da ciência “Patologia das construções” ocorresse de forma muito lenta, deixando de facultar ao meio técnico informações preciosas que poderiam ter evitado a repetição de um grande e sucessivo número de erros [55].

Neste sentido, serão abordados nos números seguintes as anomalias mais comuns relacionadas directa ou indirectamente com as alvenarias.

5.2. Fissuras causadas por movimentações térmicas

5.2.1. Generalidades

Os elementos e componentes de uma construção estão sujeitos a variações de temperatura, diárias e sazonais. Essas variações dão origem a uma variação dimensional dos materiais de construção (dilatação ou contracção). Os movimentos de dilatação e contracção são restringidos pelos diversos vínculos que envolvem os elementos e componentes,

desenvolvendo-se nos materiais, por este motivo, tensões que poderão provocar o aparecimento de fissuras.

As movimentações térmicas de um material estão relacionadas com as propriedades físicas do mesmo e com a intensidade da variação da temperatura, enquanto que a magnitude das tensões desenvolvidas é função da intensidade da movimentação, do grau de restrição imposto pelos vínculos a esta movimentação e das propriedades elásticas do material.

As fissuras de origem térmica podem também surgir por movimentações diferenciadas entre componentes de um elemento, entre elementos de um sistema e entre regiões distintas de um mesmo material. As principais movimentações diferenciadas ocorrem em função de [30]:

- Ligação de materiais com diferentes coeficientes de dilatação térmica, sujeitos às mesmas variações de temperatura (por exemplo, movimentações diferenciadas entre argamassa de assentamento e componentes de alvenaria);
- Exposição de elementos a diferentes solicitações térmicas naturais (por exemplo, cobertura em relação às paredes de um edifício);
- Gradiente de temperaturas ao longo de um mesmo componente (por exemplo, gradiente entre a face exposta e a face protegida de uma laje de cobertura).

No caso das movimentações térmicas diferenciadas é importante considerar-se não só a amplitude da movimentação, como também a rapidez com que esta ocorre. Se ela for gradual e lenta muitas vezes um material que apresenta menor resposta ou que é menos solicitado às variações da temperatura pode absorver movimentações mais intensas do que um material ou componente a ele justaposto; o mesmo pode não ocorrer se a movimentação for brusca.

Por outro lado, alguns materiais também podem sofrer fadiga pela acção de ciclos alternados de carregamento/descarregamento ou por solicitações alternadas de tracção/compressão. Este fenómeno, a fadiga, poderá ser analisado através de métodos muito sofisticados de cálculo dinâmico.

As tensões altas resultantes de mudanças bruscas de temperatura, também podem ser relevantes para os materiais que se degradam sob efeito de choques térmicos, descrevendo a expressão "choque térmico", uma situação em que um componente é submetido a uma variação de temperatura de 38 °C, em poucas horas [56].

Os materiais que mais resistem aos choques térmicos são aqueles que apresentam boa condutibilidade térmica, baixo coeficiente de dilatação térmica linear, baixo módulo de deformação e elevada resistência a esforços de tracção; considerando-se esses parâmetros, a resistência ao choque térmico é dada por uma função [57]:

$$R = (f) \frac{\lambda \cdot f_{ct}}{E \cdot \alpha}$$

onde:

λ coeficiente de condutibilidade térmica;

f_{ct} resistência característica à tracção;

E módulo de deformação longitudinal;

α coeficiente de dilatação térmica linear.

5.2.2. Configurações típicas de fissuração em paredes de alvenaria provocadas por movimentações térmicas

5.2.2.1. Lajes de cobertura com vínculo a paredes

As lajes de cobertura normalmente encontram-se vinculadas às paredes de sustentação, pelo que surgem tensões tanto no corpo das paredes quanto nas lajes. Teoricamente as tensões de origem térmica são nulas nos pontos centrais das lajes, crescendo proporcionalmente em direcção aos bordos onde atingem seu ponto máximo, (figura 5.1) [58].

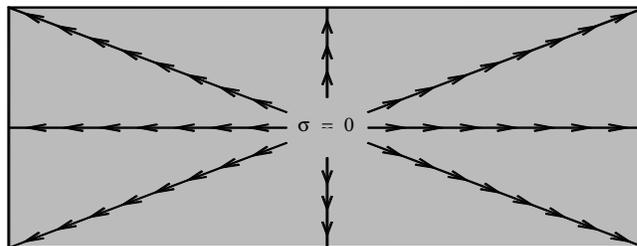


Figura 5.1: Desenvolvimento das tensões numa laje de cobertura com bordos vinculados devida a efeitos térmicos [30]

A dilatação plana das lajes e a encurvadura provocada pelo gradiente da temperatura (figura 5.2) introduzem tensões de tracção e de corte nas paredes das edificações. Conforme se constata na prática, as fissuras desenvolvem-se quase que exclusivamente nas paredes, apresentando tipicamente as configurações indicadas nas figuras 5.3 e 5.4.

A direcção das fissuras na parede 1, perpendiculares às resultantes de tracção (σ)' indica o sentido da movimentação térmica (no caso, da esquerda para a direita), (figura 5.3).

A fissura na parede 2, normalmente apresenta-se com traçado bem definido, realçando o efeito dos esforços de tracção na face interna da parede, (figura 5.4).

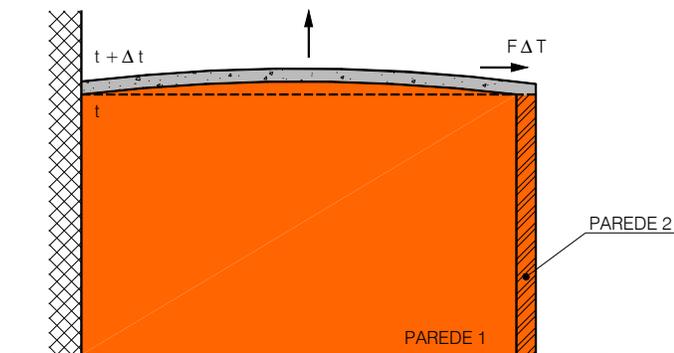


Figura 5.2: Movimentações que ocorrem numa laje de cobertura, sob acção da elevação da temperatura [30]

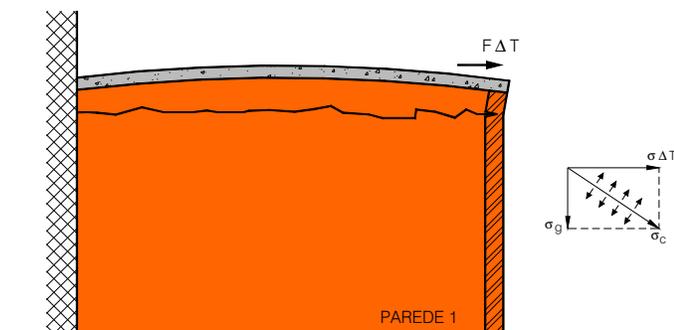


Figura 5.3: Fissura típica presente no topo da parede paralela ao comprimento da laje [30]

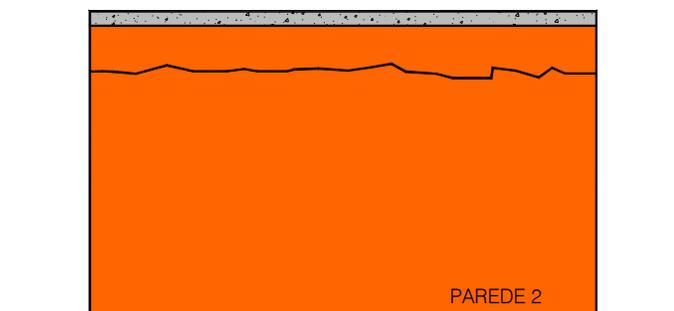


Figura 5.4: Fissura típica presente no topo da parede paralela à largura da laje [30]

5.2.2.2. Movimentações térmicas da estrutura

Em sequência do exposto anteriormente, a estrutura do edifício estará sujeita a movimentações térmicas, principalmente em estruturas de betão aparente. Deve-se salientar que, devido à

insolação directa, as temperaturas nas faces expostas das peças de betão poderão atingir, valores da ordem de 80°C [59].

Essas movimentações raramente causam dano à estrutura em si; normalmente as regiões mais solicitadas são os encontros entre vigas, onde podem surgir fissuras internas às peças de betão, e por isso mesmo, não detectáveis. A movimentação térmica das vigas pode provocar, contudo, fissuração aparente em pilares; este facto pode ocorrer principalmente quando a estrutura não possui juntas de dilatação ou quando as mesmas foram mal projectadas. A dilatação térmica de vigas pode provocar nas extremidades dos pilares fissuras ligeiramente inclinadas [60].

Já com maior probabilidade de ocorrência, a movimentação térmica da estrutura pode causar destacamentos entre as alvenarias e o reticulado estrutural, e mesmo a incidência de fissuras de corte nas extremidades das alvenarias (figura 5.5).

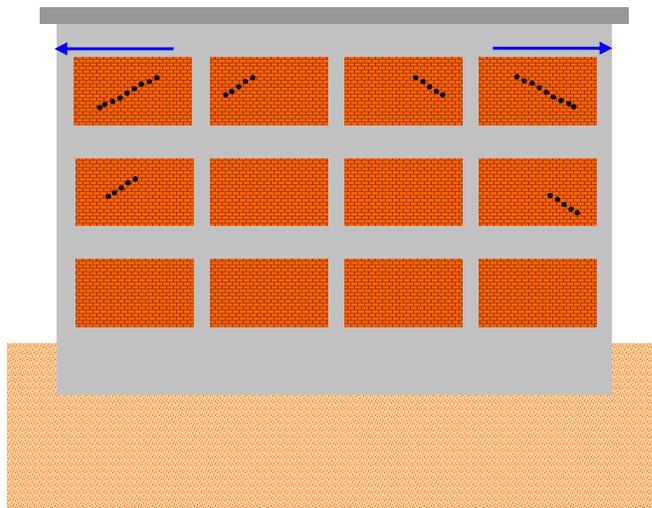


Figura 5.5: Fissuras de corte nas alvenarias, provocadas pela movimentação térmica da estrutura [61]

5.2.2.3. Movimentações térmicas em muros

Os muros muito extensos geralmente apresentam fissuras devidas a movimentações térmicas, sendo essas fissuras, tipicamente verticais, com aberturas da ordem de 2 a 3 mm. Em função da natureza dos componentes de alvenaria, as fissuras manifestam-se a cada 4 ou 5 m, podendo ocorrer nos encontros da alvenaria com os pilares ou mesmo no corpo da alvenaria, conforme ilustrado na figura 5.6.

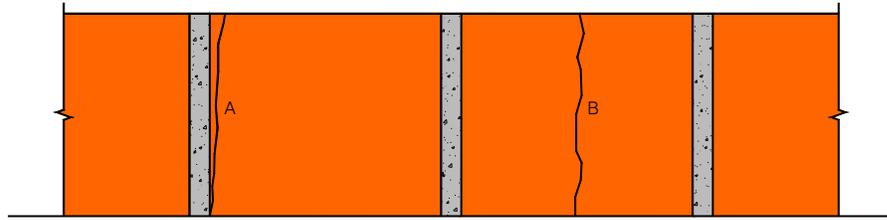


Figura 5.6: Fissuras verticais causadas por movimentações térmicas: a) destacamento entre alvenaria e pilar, b) fissura no corpo da alvenaria [30]

As fissuras provocadas pelas movimentações térmicas normalmente iniciam-se na base do muro, em razão das restrições que a fundação oferece à sua livre movimentação. Em função da resistência à tracção da argamassa de assentamento e dos componentes de alvenaria as fissuras poderão acompanhar as juntas verticais de assentamento ou mesmo estenderem-se através dos componentes de alvenaria (figuras 5.7 e 5.8).

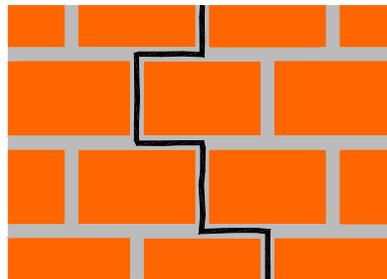


Figura 5.7: Fissura vertical: a resistência à tracção dos componentes de alvenaria é superior à resistência à tracção da argamassa ou à tensão de aderência argamassa/blocos [30]

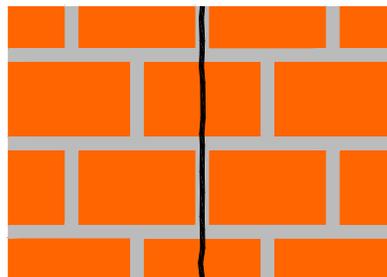


Figura 5.8: Fissura vertical: a resistência à tracção dos componentes de alvenaria é igual ou inferior à resistência à tracção da argamassa ou à tensão de aderência argamassa/blocos [30]

5.3. Fissuração causada por movimentações higroscópicas

5.3.1. Generalidades

As mudanças higroscópicas provocam variações dimensionais nos materiais porosos que integram os elementos e componentes da construção. O aumento do teor de humidade produz uma expansão do material enquanto que a diminuição desse teor provoca uma contracção. No caso da existência de vínculos que impeçam ou restrinjam essas movimentações poderão ocorrer fissuras nos elementos e componentes do sistema construtivo.

A humidade pode ter acesso aos materiais de construção através de diversas vias [30]:

- Humidade resultante da produção dos componentes. Na fabricação de componentes construtivos à base de ligantes hidráulicos emprega-se geralmente uma quantidade de água superior à necessária para que ocorram as reacções químicas de hidratação. A água em excesso permanece em estado livre no interior do componente e, ao evaporar, provoca a contracção do material.
- Humidade proveniente da execução da obra. É usual humedecerem-se componentes de alvenaria no processo de assentamento, ou mesmo painéis de alvenaria que receberão argamassas de revestimento; esta prática é correcta pois visa impedir a retirada brusca de água das argamassas, o que viria prejudicar a aderência com os componentes de alvenaria ou mesmo as reacções de hidratação do cimento. Ocorre que nesta operação de humedecimento poder-se-á elevar o teor de humidade dos componentes de alvenaria a valores muito acima da humidade higroscópica de equilíbrio, originando-se uma expansão do material. A água em excesso, a exemplo do que foi dito anteriormente, tenderá a evaporar-se, provocando uma contracção do material.
- Humidade do ar ou proveniente de fenómenos meteorológicos. O material poderá absorver água da chuva antes mesmo de ser utilizado na obra, durante o transporte até à obra ou por armazenagem desprotegida no estaleiro. Durante a vida da construção, as faces de seus componentes voltadas para o exterior poderão absorver quantidades consideráveis de água da chuva ou, em algumas regiões, até mesmo da neve. Também a humidade presente no ar pode ser absorvida pelos materiais de construção, quer sob a forma de vapor, quer sob a de água líquida (condensação do vapor sobre as superfícies mais frias da construção).

- Humidade do solo. A água presente no solo poderá ascender por capilaridade à base da construção, desde que os diâmetros dos poros capilares e o nível do lençol de água assim o permitam. Não havendo impermeabilização eficiente entre o solo e a base da construção, a humidade terá acesso aos seus componentes, podendo trazer sérios inconvenientes a pisos e paredes do andar térreo.

5.3.2. Configurações típicas de fissuração em paredes de alvenaria provocadas por movimentações higroscópicas

Sendo constituídas por materiais porosos, e portanto com capacidade de absorção de água, o comportamento das alvenarias será influenciado pelas movimentações higroscópicas desses materiais, que ocorrerão sempre que houver um aumento da humidade (provocando expansões da alvenaria) ou uma diminuição da humidade dos materiais (provocando contracções da alvenaria). Em função da intensidade desses movimentos, função por sua vez das propriedades dos materiais e do grau de exposição à humidade, da capacidade de acomodação aos movimentos (inversamente proporcionais ao módulo de deformação da alvenaria) e do grau de restrição imposto às movimentações, poderão desenvolver-se nas alvenarias tensões de considerável magnitude, levando-a à fissuração [30].

Em edifícios com paredes muito longas, onde, por exemplo, não foram adequadamente projectadas juntas de movimentação, poderão ocorrer fissuras resultantes das movimentações higroscópicas referidas. Tais fissuras, pronunciadamente verticais, poderão ocorrer de forma regular no corpo das paredes ou mesmo nos cunhais dos edifícios, (figura 5.9).

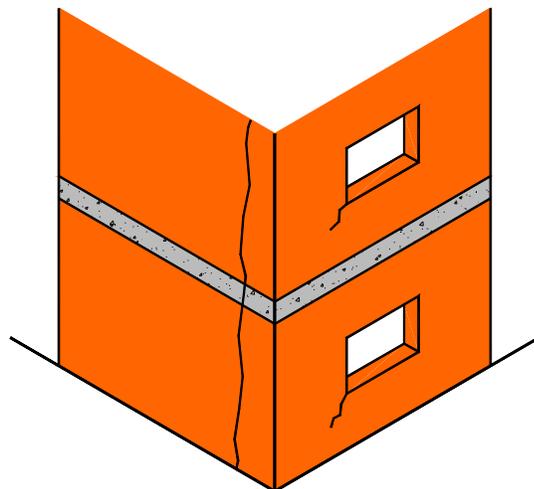


Figura 5.9: Fissuração vertical da alvenaria no cunhal da obra provocada por movimentações higroscópicas [30]

A expansão das alvenarias por higroscopicidade ocorrerá com maior intensidade nas regiões da obra mais sujeitas à acção da humidade, como por exemplo: cantos desabrigados, platibandas (onde poderá ocorrer inclusive empoçamento de água no encontro entre a laje de cobertura e a platibanda), base das paredes (onde poderão ocorrer respingos e empoçamento de água ou mesmo ascensão da humidade do solo por capilaridade, em fundações mal impermeabilizadas), etc., em alvenarias pouco carregadas (caso típico de casas térreas) a expansão diferenciada entre fiadas de blocos ou tijolos pode provocar, por exemplo, a ocorrência de fissuras horizontais na base das parcelas, (figura 5.10).

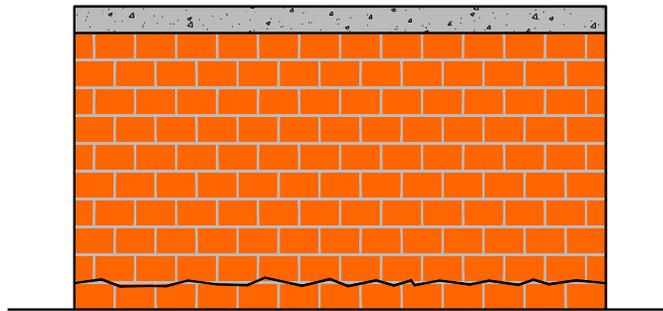


Figura 5.10: Fissuração horizontal na base da alvenaria por movimentações higroscópicas diferenciadas: as fiadas inferiores, mais sujeitas à humidade, apresentam maior expansão em relação às fiadas superiores [30]

5.4. Fissuração causada pela actuação excessiva de cargas

5.4.1. Generalidades

Considera-se actuação excessiva de cargas, uma solicitação externa, prevista ou não em projecto, capaz de provocar a fissuração de um componente com ou sem função estrutural. Para o presente trabalho, serão consideradas apenas as cargas verticais.

5.4.2. Configurações típicas de fissuração em paredes de alvenaria devidas à actuação excessiva de cargas

Em tramos contínuos de alvenarias, solicitadas por sobrecargas uniformemente distribuídas, podem surgir dois tipos característicos de fissuras [30]:

- Fissuras verticais (caso mais típico), provenientes da deformação transversal da argamassa sob acção das tensões de compressão, ou da flexão local dos componentes de alvenaria (figura 5.11);

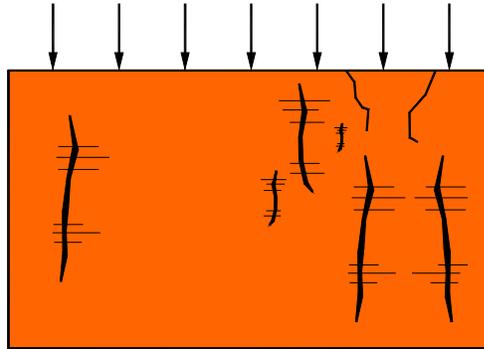


Figura 5.11: Fissuração típica da alvenaria causada pela actuação excessiva de cargas [30]

- Fissuras horizontais, provenientes da ruptura por compressão dos componentes de alvenaria ou da própria argamassa de assentamento, ou ainda, de solicitações de flexão axial da parede (figura 5.12).

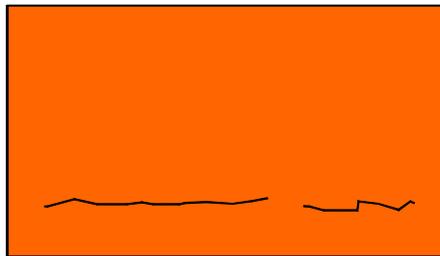


Figura 5.12: Fissuras horizontais na alvenaria provenientes da actuação excessiva de cargas [30]

Além da fissuração da parede carregada, outros fenómenos poderão ocorrer, no caso de alvenarias constituídas por blocos cerâmicos estruturais, com furos dispostos verticalmente. A deformação transversal da argamassa de assentamento poderá provocar a ruptura por tracção de nervuras internas dos blocos, conforme já exposto anteriormente. Nessa hipótese, além de fissuras verticais, ocorrerão destacamentos de paredes externas dos blocos [30].

A actuação excessiva de cargas localizadas (concentradas) também pode provocar a ruptura dos componentes de alvenaria na região de aplicação da carga e/ou o aparecimento de fissuras inclinadas a partir do ponto de aplicação (figura 5.13). Em função da resistência à compressão dos componentes de alvenaria é que poderá predominar uma ou outra das anomalias citadas.

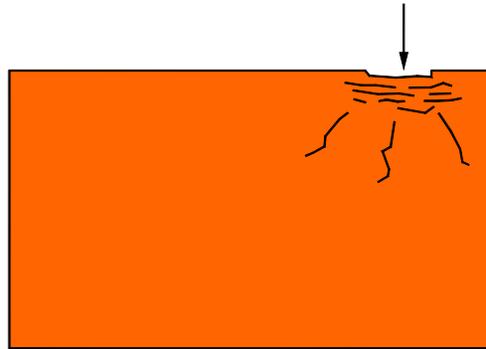


Figura 5.13: Ruptura localizada da alvenaria sob o ponto de aplicação da carga e propagação de fissuras a partir desse ponto [30]

Nos painéis de alvenaria onde existem aberturas, as fissuras formam-se a partir dos vértices dessa abertura e sob o peitoril. Teoricamente, em função das isostáticas de compressão, a configuração das fissuras de uma parede apoiada sobre suporte indeformável é a apresentada na figura 5.14.

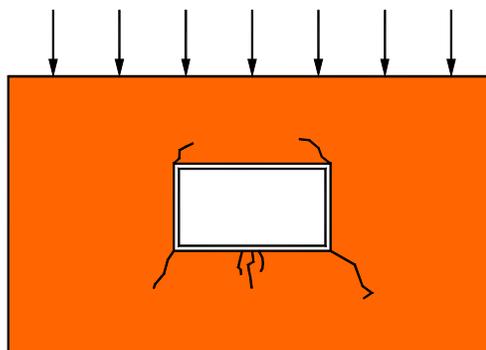


Figura 5.14: Fissuração teórica no entorno de abertura, em parede solicitada por actuação excessiva de cargas [30]

Essas fissuras, entretanto, poder-se-ão manifestar segundo diversas configurações, em função da influência de uma gama enorme de factores intervenientes, tais como: dimensões do painel de alvenaria, dimensões da abertura, posição que a abertura ocupa no painel, anisotropia dos materiais que constituem a alvenaria, dimensões e rigidez de vergas e contravergas etc. A maior deformação da alvenaria e a eventual deformação do suporte nos tramos mais carregados da parede, fora das aberturas, originam fissuras com as configurações indicadas na figura 5.15 [30].

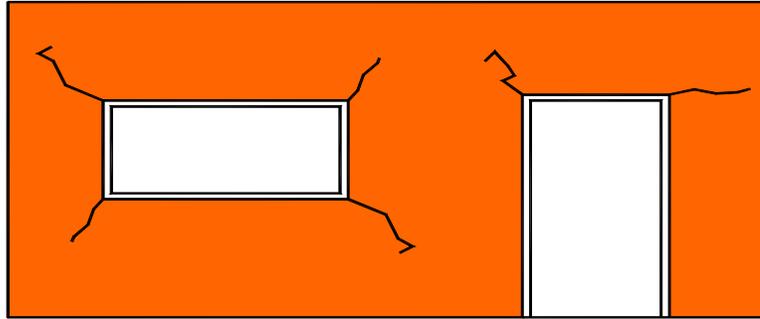


Figura 5.15: Fissuração típica (real) nos cantos das aberturas, sob actuação excessiva de cargas [30]

5.5. Fissurações causadas por deformação excessiva da estrutura de suporte das alvenarias

5.5.1. Generalidades

Vigas e lajes deformam-se naturalmente sob acção do peso próprio, das demais cargas permanentes e acidentais e mesmo sob efeito da retracção e da deformação lenta do betão. Os componentes estruturais admitem flechas que podem não comprometer em nada a sua própria estética, a estabilidade e a resistência da construção. Tais flechas, entretanto, podem ser incompatíveis com a capacidade de deformação de paredes ou outros componentes que integram os edifícios [30].

Ao que tudo indica, as alvenarias são os componentes da obra mais susceptíveis à ocorrência de fissuras pela deformação do suporte. Pfeffermann [62, 63] realizou estudos com alvenarias de tijolos de barro, paredes com 7,50 m de comprimento e 2,50 m de altura, constatando o aparecimento das primeiras fissuras na alvenaria quando a flecha da viga suporte era de apenas 6,54 mm, ou seja, 1/1150. O autor cita ainda que tem constatado o aparecimento de fissuras nas alvenarias mesmo com flechas da ordem de 1/1500.

O REBAP [1] condiciona a flecha máxima ao menor dos valores: $L/400$ (longo prazo) e 1.5 cm no caso da existência de paredes divisórias inferiormente. As prescrições belgas, bastante severas, recomendam que a flecha relativa instantânea de lajes sobre as quais se apoiam paredes não ultrapasse 1/2500. Mathez, da "Comissão de Deformações Admissíveis" do Conseil International du Bâtiment, citado por Pfeffermann [64], recomenda que a flecha máxima em lajes de piso não ultrapasse a 1/1000.

Não existe um consenso sobre os valores admissíveis das flechas, para vigas ou lajes onde serão apoiadas alvenarias. Os valores anteriormente comentados são, contudo, muito

inferiores aos de flechas admitidas pelo REBAP [1]. Existe, na realidade, a necessidade de que sejam efectuados prolongados estudos práticos, através dos quais se possam compatibilizar as deformações das estruturas com as dos demais componentes da construção.

5.5.2. Configurações típicas de fissuração em paredes de alvenaria de tijolo por deformação excessiva do suporte

Os componentes do edifício mais susceptíveis à flexão de vigas e lajes são, como já foi dito anteriormente, as alvenarias. Para paredes de vedação sem aberturas de portas e janelas existem três configurações típicas de fissuras [30]:

- O componente de apoio deforma-se mais que o componente superior (figura 5.16). Surgem fissuras inclinadas nos cantos superiores da parede, oriundas do carregamento não uniforme da viga superior sobre o painel, já que existe a tendência de ocorrer maior carregamento junto aos cantos das paredes. Na parte inferior do painel normalmente surge uma fissura horizontal; quando o comprimento da parede é superior à sua altura aparece o efeito de arco e a fissura horizontal desvia-se em direcção aos vértices inferiores do painel (normalmente o que se pode observar, contudo, é somente o troço horizontal da fissura). Para alvenarias com boa resistência à tracção e ao corte, o painel pode permanecer apoiado nas extremidades da viga (efeito de arco), resultando um destacamento entre a base da alvenaria e a viga suporte.

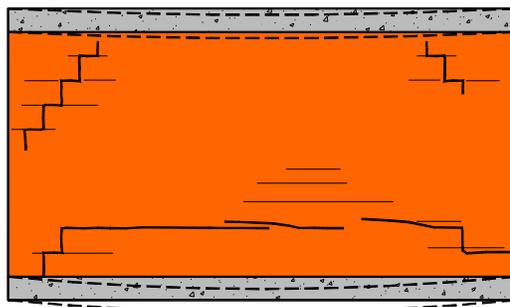


Figura 5.16: Fissuras em parede de vedação: deformação do suporte maior que a deformação da viga superior [30]

O componente de apoio deforma-se menos que o componente superior (figura 5.17). Neste caso, a parede comporta-se como viga, resultando fissuras semelhantes àsquelas apresentadas para o caso de flexão de vigas de betão armado.

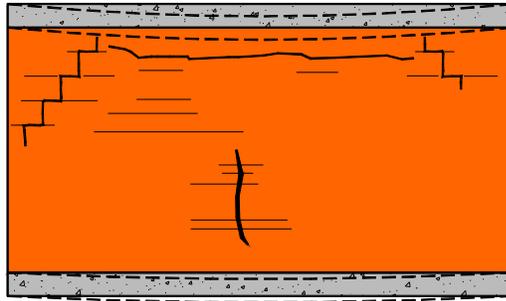


Figura 5.17: Fissuras em parede de vedação: deformação do suporte inferior à deformação da viga superior [30]

- O componente de apoio e o componente superior apresentam deformações aproximadamente iguais. Nessa circunstância a parede é submetida principalmente a tensões de corte, comportando-se o painel de maneira semelhante a vigas de betão deficientemente armadas ao esforço transversal. As fissuras iniciam-se nos vértices inferiores do painel, propagando-se aproximadamente a 45°, conforme ilustrado na figura 5.18.

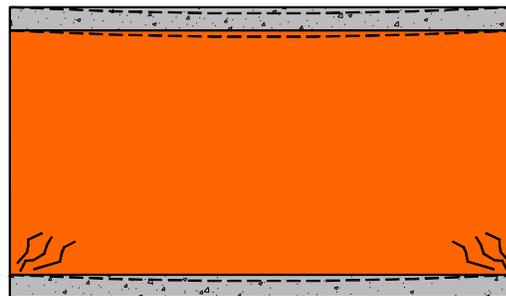


Figura 5.18: Fissuras em parede de vedação: deformação do suporte idêntica à deformação da viga superior [30]

Nas alvenarias de compartimentação com presença de aberturas, as fissuras poderão ganhar configurações diversas, em função da extensão da parede, da intensidade da movimentação, do tamanho e da posição dessas aberturas; em geral, podem ser observadas manifestações idênticas àquelas representadas na figura 5.19.

Um caso bastante típico de fissuração provocada pela falta de rigidez estrutural é aquele que, se observa nas regiões em balanço de vigas. A deformação da viga na região do balanço normalmente provoca o aparecimento de fissuras de corte na alvenaria e/ou o destacamento entre a parede e a estrutura, (figura 5.20).

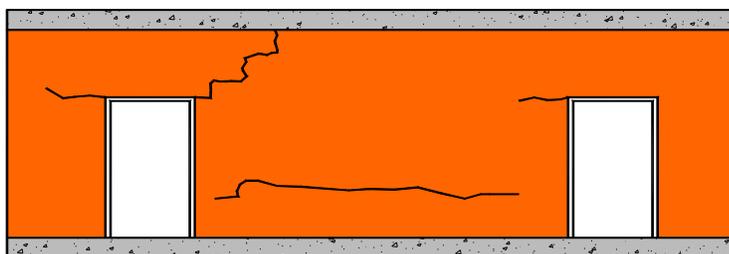


Figura 5.19: Fissuras em parede com aberturas, causadas pela deformação dos componentes estruturais [30]

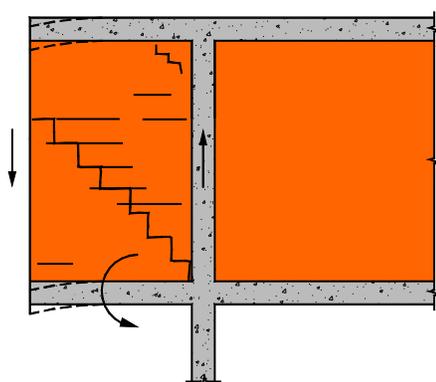


Figura 5.20: Fissuras na alvenaria, provocadas por deformação da viga na região do balanço [30]

A ocorrência de flechas diferenciadas nos balanços das vigas de dois pavimentos sucessivos poderá introduzir esforços de flexão nas paredes de fachada, apoiadas em vigas perimetrais por sua vez apoiadas nas extremidades das vigas em balanço, situação em que normalmente aparecem fissuras horizontais à altura dos peitoris das janelas (região da parede enfraquecida pela inserção das aberturas). Tais flechas poderão ainda provocar a compressão de paredes de vedação apoiadas sobre as vigas de bordadura [30].

Outro caso típico de fissuração, é aquele provocado pela excessiva deformação de lajes ancoradas nas paredes, introduzindo nas mesmas esforços de torção; sob essa solicitação, desenvolve-se próxima à base da parede uma fissura horizontal, que se estende praticamente por toda a parede (figura 5.21).

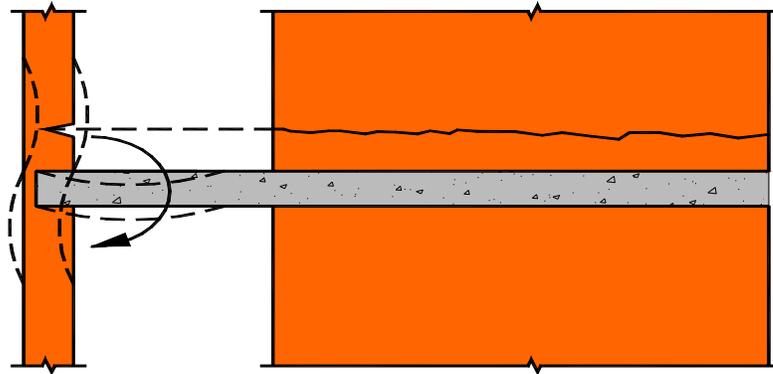


Figura 5.21: Fissura horizontal na base da parede provocada pela deformação excessiva da laje [30]

5.6. Fissuras causadas por assentamentos de apoio

5.6.1. Generalidades

A capacidade de carga e a deformabilidade dos solos não são constantes, sendo função dos seguintes factores mais importantes [65]:

- Tipo e estado do solo (areia nos vários estados de compactidade ou argilas nos vários estados de consistência);
- Disposição do lençol freático;
- Intensidade da carga, tipo de fundação (directa ou profunda) e cota de apoio da fundação;
- Dimensões e formato da sapata (sapatas quadradas, rectangulares, circulares);
- Interferência de fundações vizinhas.

Os solos são constituídos basicamente por partículas sólidas, água, ar e, não raras vezes, material orgânico. Sob efeito de cargas externas todos os solos, em maior ou menor proporção, deformam-se. Se estas deformações forem diferenciadas ao longo do plano das fundações de uma obra, tensões de grande intensidade serão introduzidas na estrutura da mesma, podendo gerar o aparecimento de fissuras.

Se o solo for uma argila dura ou uma areia compacta, os assentamentos decorrem essencialmente de deformações por mudança de forma, função da carga actuante e do módulo de deformação do solo. No caso de solos moles os assentamentos são basicamente provenientes da sua redução de volume, já que a água presente no bolbo de tensões das fundações tenderá a percolar para regiões sujeitas a pressões menores.

Para as fundações directas a intensidade dos assentamentos dependerá não só do tipo de solo, mas também das dimensões do componente da fundação. Para as areias, onde a capacidade de carga e o módulo de deformação aumentam rapidamente com a profundidade, existe a tendência de que os assentamentos ocorram com mesma magnitude, tanto para sapatas estreitas quanto para sapatas mais largas.

Na realidade, segundo Bowles [66], o módulo de deformação, E_s , do solo e a própria profundidade de influência da fundação variam com uma série de propriedades do solo, principalmente com a estratificação de camadas, a massa específica e eventuais estados de pré-compressão. Em virtude disso, a estimativa do verdadeiro módulo de deformação do solo e, em consequência, a avaliação do assentamento real que ocorrerá na sapata carregada é tarefa bastante difícil.

O comportamento de um edifício mediante a ocorrência de assentamentos diferenciais depende de interacções extremamente complexas entre a sua superestrutura, a estrutura da fundação e o solo de suporte. Nesse sentido, uma superestrutura poderá ter comportamento flexível quando apoiada sobre um solo pouco deformável, ao passo que tenderá a comportar-se como um corpo rígido se apoiada em solo muito deformável.

Em geral, mediante a acção de assentamentos diferenciais, há grande probabilidade das estruturas terem um comportamento flexível, levando ao aparecimento nas paredes que lhes estão vinculadas, de tensões de corte. Por outro lado, as alvenarias autoportantes, não armadas, apresentam comportamento muito mais próximo da rigidez.

5.6.2. Configurações típicas de fissuração em paredes de alvenaria de tijolo provocadas por assentamentos de apoio

De maneira geral, as fissuras provocadas por assentamentos diferenciais são inclinadas, confundindo-se às vezes com as fissuras provocadas por deformação de componentes estruturais. Em relação às primeiras, contudo, apresentam aberturas geralmente maiores, inclinando-se em direcção ao ponto onde ocorreu o maior assentamento. Outra característica das fissuras provocadas por assentamentos é a presença de esmagamentos localizados, em forma de escamas, dando indícios das tensões de corte que as provocaram; além disso, quando os assentamentos são acentuados, observa-se nitidamente uma variação na abertura da fissura.

Os assentamentos diferenciais podem provir de carregamentos não uniformes; nesse caso, as fissuras apresentarão as configurações indicadas nas figuras 5.22 e 5.23 [30].

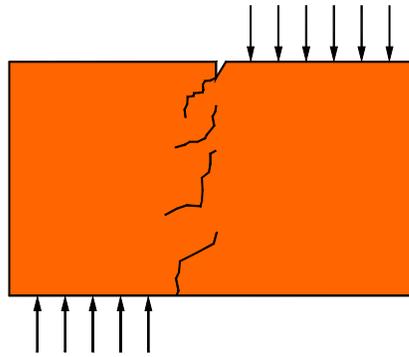


Figura 5.22: Fundações contínuas solicitadas por carregamentos não uniformes: o tramo mais carregado apresenta maior assentamento, originando fissuras de corte no painel [30]

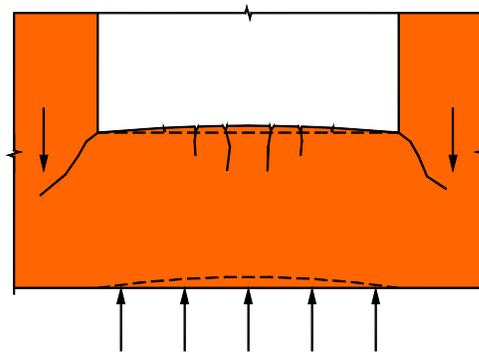


Figura 5.23: Fundações contínuas solicitadas por carregamentos não uniformes: sob as aberturas surgem fissuras de flexão [30]

Para edifícios uniformemente carregados, o CSTC [67] aponta diversos factores que podem conduzir a assentamentos diferenciais e, conseqüentemente, à fissuração do edifício. Nas figuras 5.24 a 5.28 são ilustrados alguns desses casos.

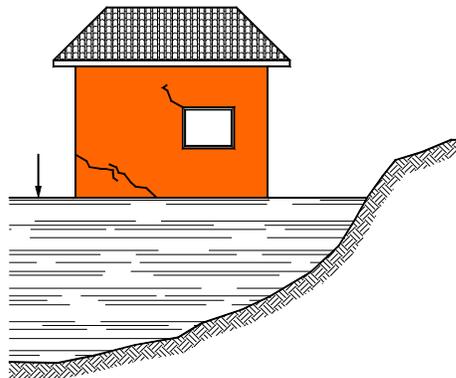


Figura 5.24: Assentamento diferencial, por consolidações distintas do aterro carregado [30]

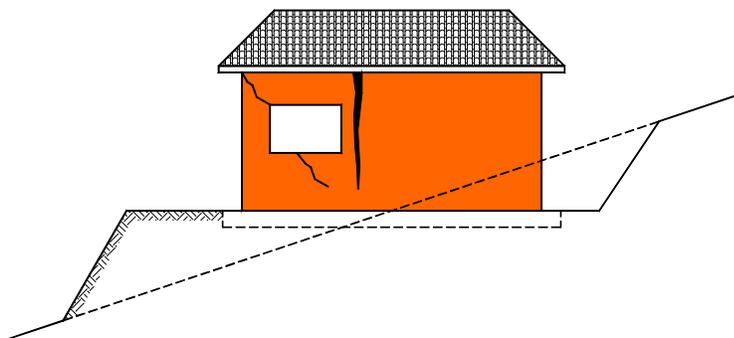


Figura 5.25: Fundações assentadas sobre seções de corte e aterro; fissuras de corte nas alvenarias [30]

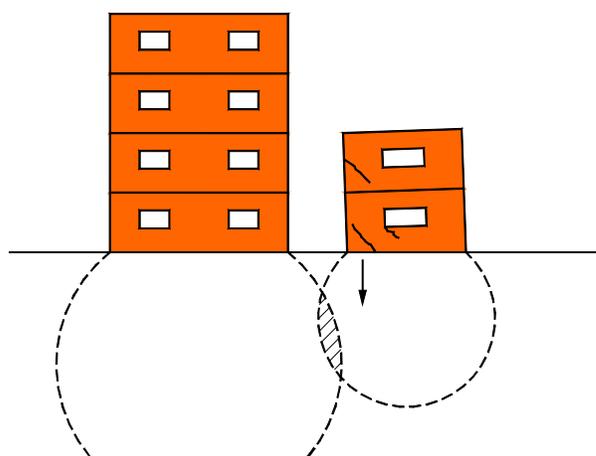


Figura 5.26: Assentamento diferencial no edifício menor pela interferência no seu bolbo de tensões, em função da construção do edifício maior [30]

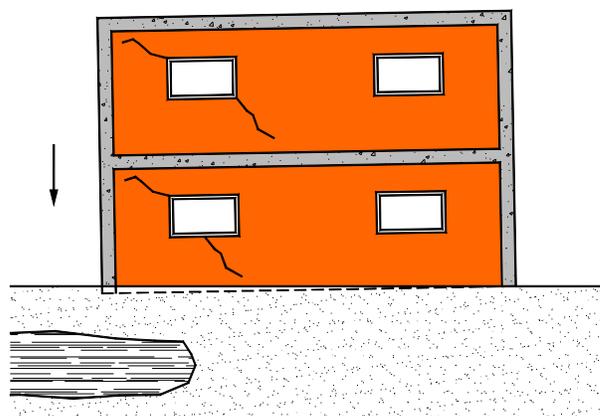


Figura 5.27: Assentamento diferencial, por falta de homogeneidade do solo [30]

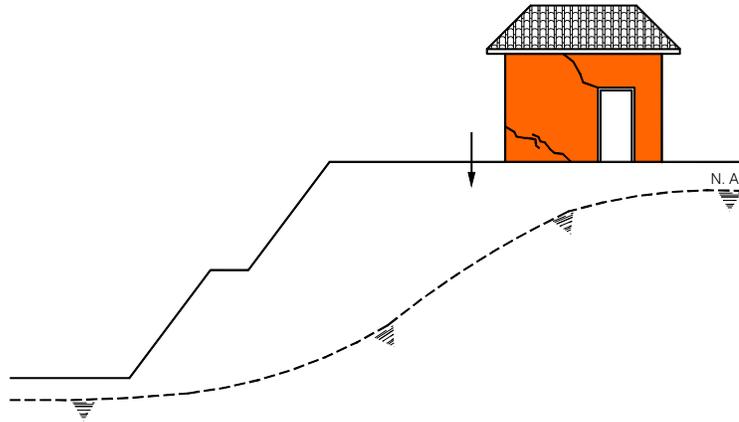


Figura 5.28: Assentamento diferencial, por rebaixamento do lençol freático; foi cortado o terreno à esquerda do edifício [30]

A construção de edifícios dotados de um corpo principal, mais carregado, e de um corpo secundário menos carregado, com um mesmo sistema de fundação, invariavelmente conduz a assentamentos diferenciais entre as duas partes, surgindo fissuras verticais entre elas e, não raras vezes, fissuras inclinadas no corpo menos carregado. A adopção de sistemas diferentes de fundação numa mesma obra, conforme representado na figura 5.29, provoca o mesmo problema.

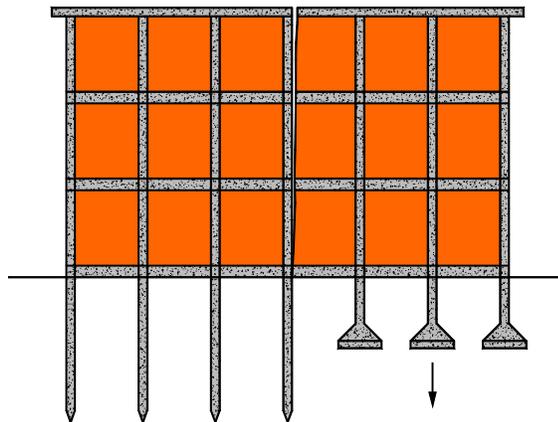


Figura 5.29: Diferentes sistemas de fundação na mesma construção: assentamentos diferenciais entre os sistemas, com a presença de fissuras de corte no corpo do edifício [30]

Em edifícios com estrutura reticulada os assentamentos diferenciais da fundação induzem a fissuração por tracção diagonal das paredes de vedação: as fissuras inclinam-se na direcção do pilar que sofreu maior assentamento, (figura 5.30).

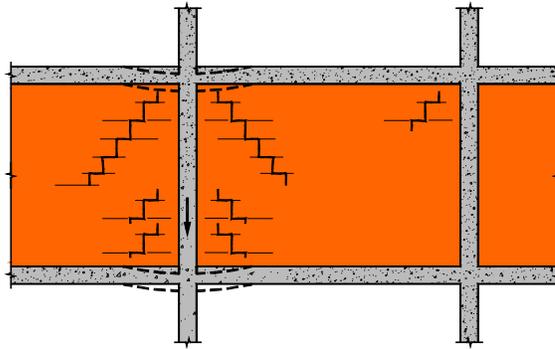


Figura 5.30: Assentamentos diferenciais entre pilares: surgem fissuras inclinadas na direcção do pilar que sofreu maior recalque [30]

As variações de humidade do solo, principalmente no caso de argilas, provocam alterações volumétricas e variações no seu módulo de deformação, com possibilidade de ocorrência de assentamentos localizados. Segundo o BRE [68], estes assentamentos, bastante comuns por causa da saturação do solo pela penetração de água de chuva na adjacência da fundação, podem também ocorrer pela absorção de água por vegetação localizada próxima do edifício, (figura 5.31).

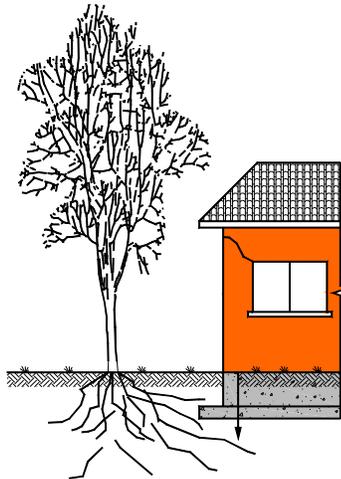


Figura 5.31: Fissura provocada por assentamento de apoio provocado pela contracção do solo, devida à retirada de água por vegetação próxima [30]

Além das fissurações anteriormente tipificadas, os assentamentos diferenciais poderão provocar fissuras com outras configurações, em função de diversas variáveis: geometria das edificações e/ou do componente, tamanho e localização de aberturas, grau de rigidez da construção (emprego de cintagem, vergas e contra-vergas), eventual presença de juntas no edifício, etc.

5.7. Fissuras causadas pela retracção de produtos à base de cimento

5.7.1. Generalidades

A hidratação do cimento consiste na transformação de compostos anidros mais solúveis, em compostos hidratados menos solúveis, ocorrendo na hidratação a formação de uma camada de gel em torno dos grãos dos compostos anidros. Para que ocorra a reacção química completa entre a água e os compostos anidros é necessário cerca de 22 a 32% de água em relação à massa do cimento. Para a constituição do gel é necessária uma quantidade adicional em torno de 15 a 25%. Em média, uma relação água/cimento de aproximadamente 0,40 é suficiente para que o cimento se hidrate completamente [69].

Em função da trabalhabilidade necessária, os betões e argamassas normalmente são preparados com água em excesso, o que vem acentuar a retracção. Na realidade, é importante distinguir as três formas de retracção que ocorrem num produto preparado com cimento, ou seja: retracção química, retracção de secagem e a retracção por carbonatação.

Dos factores que intervêm na retracção de um produto à base de cimento, a relação água/cimento é sem dúvida o que mais influencia a retracção de um produto constituído por cimento, ultrapassando inclusive a própria influência do consumo de cimento. A figura 5.32 ilustra a importância relativa do consumo de cimento e do consumo de água na retracção de betões, conforme estudos efectuados pelo LNEC.

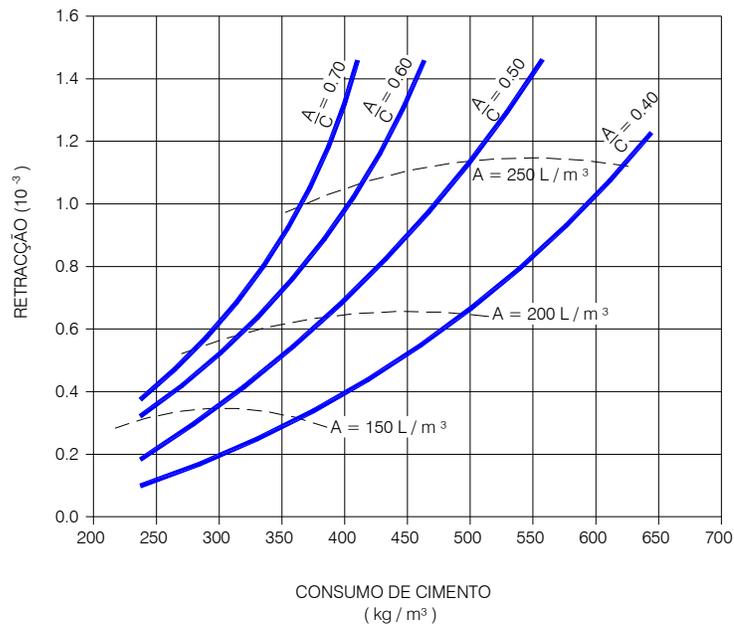


Figura 5.32: Retracção do betão em função do consumo de cimento e da relação água/cimento (LNEC)

Outro factor fundamental na magnitude da retracção desenvolvida é a humidade relativa do ar, do local em que a peça betonada ficará exposta. Em relação à humidade relativa de 50%, normalmente adoptada para a determinação em laboratório da retracção de betões e argamassas, o BRS [70] fez um estudo para as retracções desenvolvidas em betões (figura 5.33):

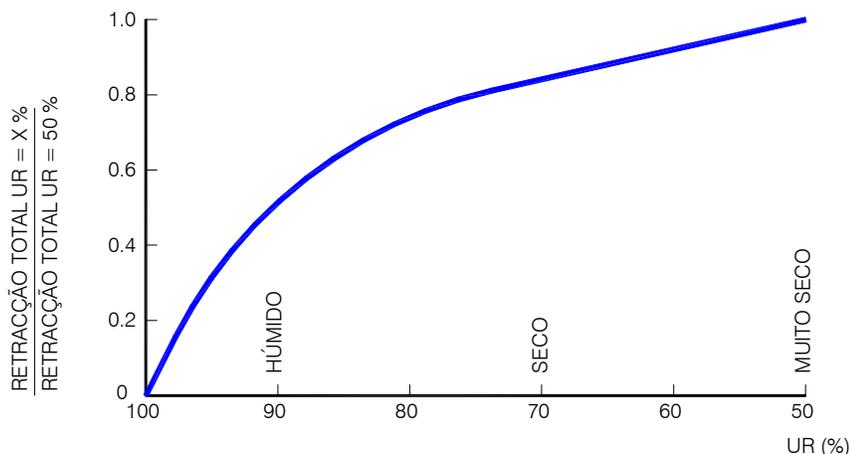


Figura 5.33: Retracção de betões em função da humidade relativa do ar – BRS [70]

A retracção de um betão ou argamassa, mantida constante a humidade relativa do ar, é bem mais acelerada nas primeiras idades, atingindo-se cerca de 50% da retracção total com apenas sete dias de condicionamento. Além dos factores internos à massa (relação água/cimento, granulometria do agregado etc.) e das condições ambientais, de acordo com o BRS [70] a forma geométrica da peça influi decisivamente na grandeza da retracção. Assim, quanto maior for a área exposta da peça por volume da peça, maior será a retracção desenvolvida.

5.7.2. Configurações típicas de fissuração em paredes de alvenaria provocadas pela retracção das estruturas de betão armado

Consumos de água excepcionalmente altos, identificados pela coloração esbranquiçada que assume o betão após a secagem, produzirão fissuras com diferentes configurações, inclusive fissuras em forma de mapa, similares àquelas que ocorrem com maior frequência nas argamassas de revestimento [30].

As peças de uma estrutura reticulada de betão armado poderão ser solicitadas por elevadas tensões provenientes da retracção do betão. Nas estruturas porticadas, a retracção das vigas superiores poderá induzir a fissuração horizontal dos pilares mais extremos (figura 5.34).

Por outro lado, estas forças horizontais desenvolvidas, poderão produzir nas alvenarias de preenchimento dos vãos dos pórticos, tensões de corte, que vencida a capacidade resistente destas, darão origem a fissuras (figura 5.35).

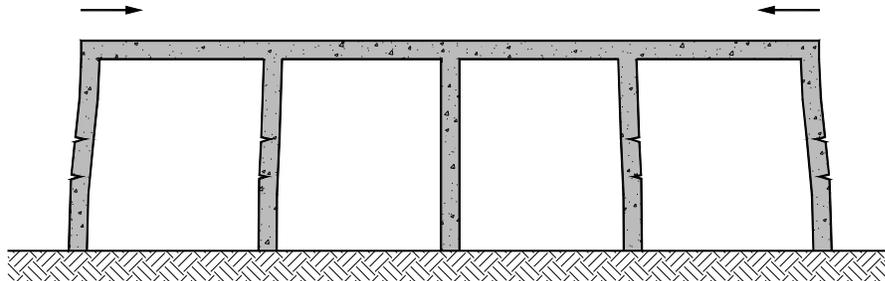


Figura 5.34: Fissuras horizontais nos pilares, devidas à retracção do betão das vigas superiores [30]

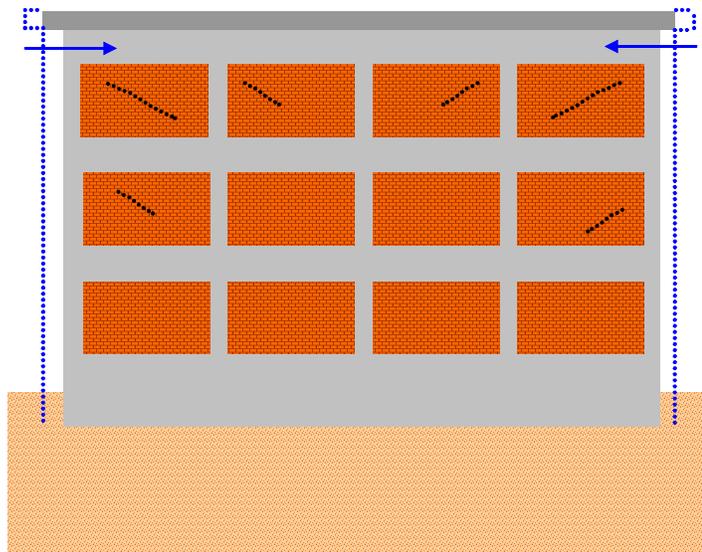


Figura 5.35: Fissuras devido ao corte em paredes por retracção da estrutura [61]

5.7.3. Configurações típicas de fissuração em paredes de alvenaria provocadas pela retracção de lajes de betão armado

O efeito mais nocivo da retracção de lajes de betão armado será a fissuração de paredes solidárias à laje (figura 5.36) [71].

Estudos desenvolvidos na Suécia, mencionados por Sahlin [72], indicam que fissuras horizontais, oriundas da retracção de lajes, poderão aparecer também em paredes de andares

intermédios, de edifícios constituídos por alvenaria estrutural; nesse caso, as fissuras poderão surgir imediatamente abaixo da laje ou nos cantos superiores de caixilhos, conforme representado na figura 5.37.

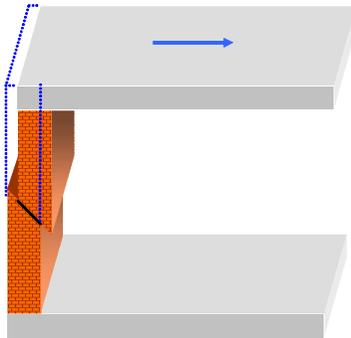


Figura 5.36: Rotura por corte numa parede por retracção da laje [61]

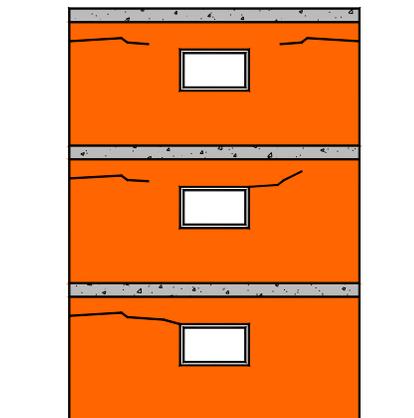


Figura 5.37: Fissuras em parede exterior, causadas pela retracção de lajes intermédias [30]

5.7.4. Configurações típicas de fissuração em paredes de alvenaria provocadas pela retracção de paredes e muros

A retracção de paredes e muros como um todo, e mesmo a retracção diferenciada entre componentes de alvenaria e argamassa de assentamento podem provocar fissuras e destacamentos semelhantes aos casos analisados nos números 5.2 e 5.3, ou seja, o mecanismo de formação das fissuras é idêntico àquele verificado para contracções provocadas por variações de temperatura e de humidade [30].

No entanto o problema mais significativo, decorrente da retracção de argamassa de assentamento de alvenarias, é aquele que se verifica nas fachadas constituídas por alvenaria

aparente, onde a penetração de água através de fissuras ou destacamentos gera uma série de patologias correlacionadas (manchas de humidade, bolor, lixiviação, etc.).

Retracções consideráveis, devidas a uma deficiente composição da argamassa e/ou da inadequada execução dos trabalhos (assentamento de blocos muito ressequidos, por exemplo), em geral dão origem a microfissuras e a destacamentos quase imperceptíveis a olho nu. Algumas vezes, no entanto, o problema assume maiores proporções.

O assentamento plástico do betão, conforme exposto por Johnson [73], poderá provocar o aparecimento de fissuras internas no betão, imediatamente abaixo de secções densamente armadas.

O assentamento plástico da argamassa de assentamento provocará o abatimento da alvenaria recém-construída. Caso o refechamento da junta da parede com o componente estrutural superior tenha sido executado de maneira precoce ocorrerá o destacamento entre a alvenaria e o componente superior (viga ou laje), conforme representado na figura 5.38.

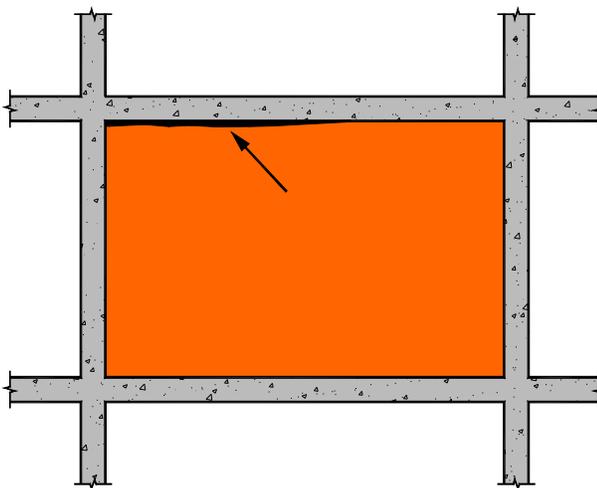


Figura 5.38: Destacamento provocado pelo refechamento precoce da junta da parede com o componente estrutural superior [30]

A retracção de alvenarias, além de destacamentos nas regiões de ligação com componentes estruturais, induzirá a formação de fissuras no próprio corpo da parede; estas poderão ocorrer nos encontros entre paredes, no terço médio de paredes muito extensas, em regiões onde ocorra uma abrupta mudança na altura ou na largura da parede ou mesmo nas secções enfraquecidas pela presença de tubagens, (figura 5.39).

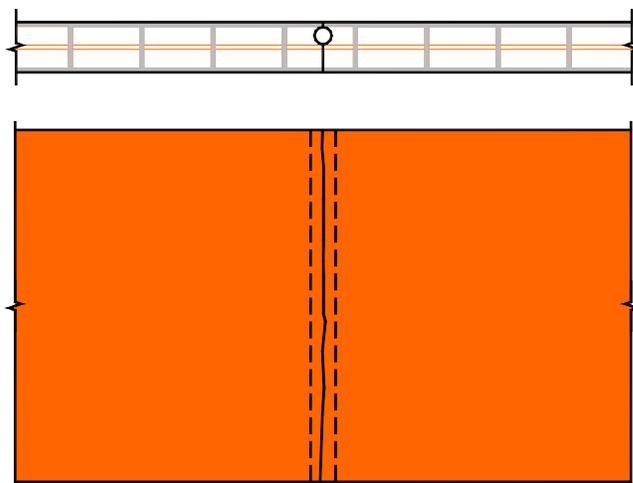


Figura 5.39: Fissura de retracção na alvenaria, na secção enfraquecida pela presença de tubagens [30]

5.8. Considerações Finais

As manifestações patológicas nas alvenarias podem decorrer de falhas intrínsecas dos seus materiais constituintes (blocos ou tijolos, argamassas, colas, etc.), na armazenagem inadequada desses materiais em estaleiro (exposição à chuva, à insolação ou a elementos contaminantes), de falhas de execução e de deficiências de projecto. Neste último aspecto, os principais problemas residem na aplicação indiscriminada de técnicas construtivas tradicionais, válidas portanto para alvenarias tradicionais, às alvenarias modernas e à inexistência de detalhes construtivos apropriados, que deverão ser projectados para as novas correntes construtivas, levando em conta a actual tendência da flexibilidade das estruturas, a velocidade requerida para as obras, o comportamento físico dos novos materiais empregues no fabrico dos elementos (blocos ou tijolos), etc.

Os problemas patológicos que se manifestam nas alvenarias podem também ser provocados por falhas localizadas em outros componentes ou elementos da obra, conforme foi analisado anteriormente no tocante à excessiva deformabilidade das estruturas de betão armado, às diferentes formas de infiltração de água na parede (pelas fundações, cobertura, caixilharia ou instalações), aos assentamentos de apoio, às dilatações térmicas das estruturas de betão, etc.. Dessa forma, os problemas visualizados nas paredes às vezes não passam de meros efeitos, o que não desobriga o “projectista” da alvenaria, seja ela estrutural ou não, a prever o seu real comportamento quando actua integradamente com todos os demais elementos do edifício.

Em termos de patologia, há como agravante o facto de os problemas frequentemente se inter-relacionarem: através de fissuras, por exemplo, ocorre penetração de água, que provoca

lixiviação, eflorescências e /ou bolor, que redundam em movimentos higroscópicos dos materiais que por sua vez irão incorrer na formação de novas fissuras, etc.. A falta da prática de manutenção regular dos nossos edifícios também implica degenerescências precoces, pela sobreposição ou pelo desencadeamento de novos problemas, isto é, pequenos problemas perfeitamente possíveis de ocorrerem nas obras (infiltrações em telhados, insuficiência de juntas de revestimentos, etc.) podem transformar-se em problemas generalizados quando não corrigidos a tempo.

O diagnóstico correcto das anomalias é o elemento fundamental para o estabelecimento das correspondentes medidas preventivas e para a decisão sobre os prováveis processos de correcção, que a princípio só serão eficientes na medida em que se conseguir combater efectivamente a causa dos problemas. Pode-se, por exemplo, num caso de assentamento de apoio, consertar repetidas vezes uma fissura presente na alvenaria sem se conseguir qualquer êxito.

Para o estabelecimento de um diagnóstico correcto devem ser efectuados levantamentos globais (locais da obra onde aparece o problema, eventual manifestação do problema em componentes ou obras vizinhas, presença de outras patologias na região em análise, etc.), sendo necessário também analisar-se o histórico dos acontecimentos que poderiam relacionar-se com a patologia em questão (época de execução da obra, eventual sazonalidade na manifestação do problema, tentativas de reparação etc.).

Em função da gravidade do problema ou do grau de dificuldade em obter-se um diagnóstico confiável, pode-se ainda recorrer à análise do projecto, à revisão de cálculos e à execução de ensaios específicos, tanto em laboratório como na própria obra.

6. Considerações gerais sobre a estabilidade das alvenarias sem função estrutural

6.1. Propriedades mecânicas das alvenarias

Embora o âmbito deste trabalho sejam as paredes de alvenaria sem função estrutural, o conhecimento do seu comportamento mecânico é indispensável. Apesar do contributo, em termos de resistência deste tipo de paredes não ser correntemente tido em conta na análise estrutural, na realidade, tanto este tipo de parede como qualquer outro, estão sujeitas a acções de vários tipos que as solicitam mecanicamente, pelo que a respectiva estabilidade sob efeito dessas acções tem que estar sempre assegurada. O desrespeito dos princípios elementares de estabilidade mecânica das alvenarias pode provocar anomalias [14].

As alvenarias são um elemento construtivo composto, constituído no mínimo pelos elementos e pela argamassa, podendo ainda incorporar outros constituintes, para melhorar as suas características como, por exemplo, armaduras ou caldas. A grande variabilidade dos elementos para alvenaria ao nível das matérias-primas, da geometria e da qualidade produtiva, conjugada com as variações das características das argamassas e da qualidade construtiva, justificam a grande dispersão das características resistentes deste elemento construtivo. Por outro lado, a determinação das referidas características resistentes por via experimental põe problemas acrescidos relativamente a outros materiais estruturais, agravados pela dificuldade em interpretar os resultados, separando os efeitos combinados e as influências de práticas experimentais de carácter convencional. Sabe-se no entanto que as alvenarias resistem mal à tracção, dependendo essa resistência da aderência elementos/argamassa. Sendo, como já foi dito, a alvenaria um material composto, a sua resistência depende da interacção dos elementos e da argamassa, ou seja da resistência de cada constituinte e relação entre os seus volumes na parede [14].

6.1.1. Resistência à compressão da alvenaria simples

Nas alvenarias constituídas por tijolos maciços, em função de sua heterogeneidade, relativamente à forma, composição, etc., e à diferença de comportamento entre tijolos e argamassa de assentamento, são introduzidas solicitações locais de flexão nos elementos, podendo surgir fissuras verticais na alvenaria. A argamassa de assentamento, apresentando deformações transversais mais acentuadas que os tijolos, introduz nos mesmos tensões de tracção nas duas direcções do plano horizontal, o que também podem levar à fissuração vertical da alvenaria (figura 6.1).

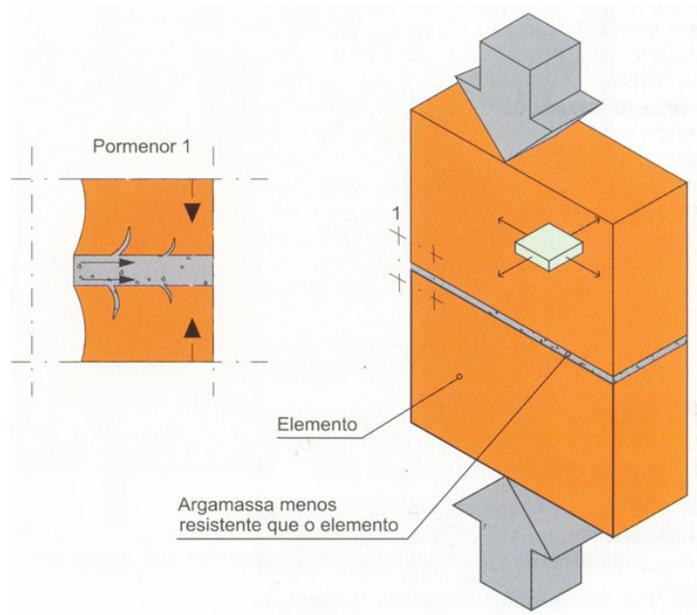


Figura 6.1: Representação esquemática das tensões numa alvenaria em que a argamassa actua de forma desfavorável [14]

No caso de alvenarias constituídas por tijolos de furação horizontal, outras tensões importantes juntar-se-ão às precedentes. Para estes elementos, a argamassa de assentamento apresentará deformações axiais mais acentuadas sob os septos verticais do elemento, introduzindo-se, como consequência, solicitações de flexão nos septos horizontais, o que poderá inclusive conduzir à ruptura do elemento [74].

De maneira geral, a fissuração típica das paredes axialmente carregadas é vertical, salvo excepções onde possam ocorrer o esmagamento da argamassa de assentamento, o esmagamento do tijolo maciço ou a fractura localizada de uma nervura muito esbelta de um elemento com furos horizontais.

Além da forma geométrica do componente de alvenaria, diversos outros factores intervêm na fissuração e na resistência final de uma parede sujeita a esforços axiais de compressão, tais como: resistência mecânica dos elementos de alvenaria e da argamassa de assentamento; módulo de deformação longitudinal e transversal dos elementos de alvenaria e da argamassa; rugosidade superficial e porosidade dos elementos de alvenaria; poder de aderência, capacidade de retenção de água, elasticidade e retracção da argamassa; espessura, regularidade e tipo de junta de assentamento e, finalmente, a esbelteza da parede produzida.

O principal factor que influencia a resistência à compressão da parede é a resistência à compressão do elemento de alvenaria; a influência da resistência da argamassa de assentamento é, ao contrário do que se poderia intuir, bem menos significativa. Pesquisas

desenvolvidas no BRE [75], tomando como referência a resistência à compressão de uma argamassa ao traço 1:3, revelam que o emprego de argamassas 90% menos resistentes que a de referência redundam em alvenarias apenas 20% menos resistentes que a de referência. A figura 6.2, ilustra as variações observadas.

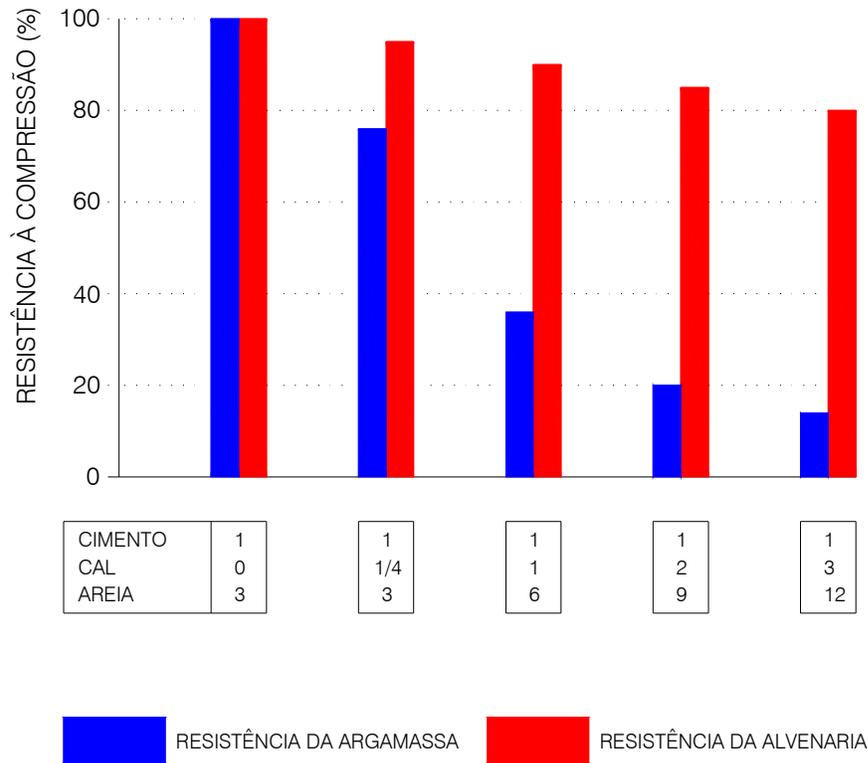


Figura 6.2: Variação da resistência à compressão da alvenaria com a resistência à compressão da argamassa [75]

As juntas de argamassa constituem uma fragilidade na alvenaria. Com efeito, a resistência da alvenaria é limitada superiormente pela resistência do elemento que a constitui, nunca atingindo. Um aumento da resistência da argamassa e uma redução da espessura das juntas têm efeitos favoráveis, embora limitados.

Como regra geral, a resistência da parede em situações normais ficará compreendida entre 25% e 50% da resistência do elemento de alvenaria [72].

No que concerne à capacidade resistente a cargas verticais, não esquecendo, no entanto que a resistência à compressão da parede é naturalmente condicionada pela sua esbelteza, como se sistematiza na figura 6.3, coexistem neste momento várias possibilidades de avaliação, as quais seguidamente se apresentam:

- A partir do EC6 [2], proveniente da análise de resultados de ensaios baseados na relação entre a resistência característica à compressão da alvenaria simples e a resistência à compressão das unidades de alvenaria e da argamassa;
- Através de expressões empíricas, obtidas a partir de ensaios, relacionando a resistência à compressão da alvenaria com a resistência à compressão dos elementos e da argamassa;
- Por via experimental;
- Estabelecida a partir de normas de outros países.

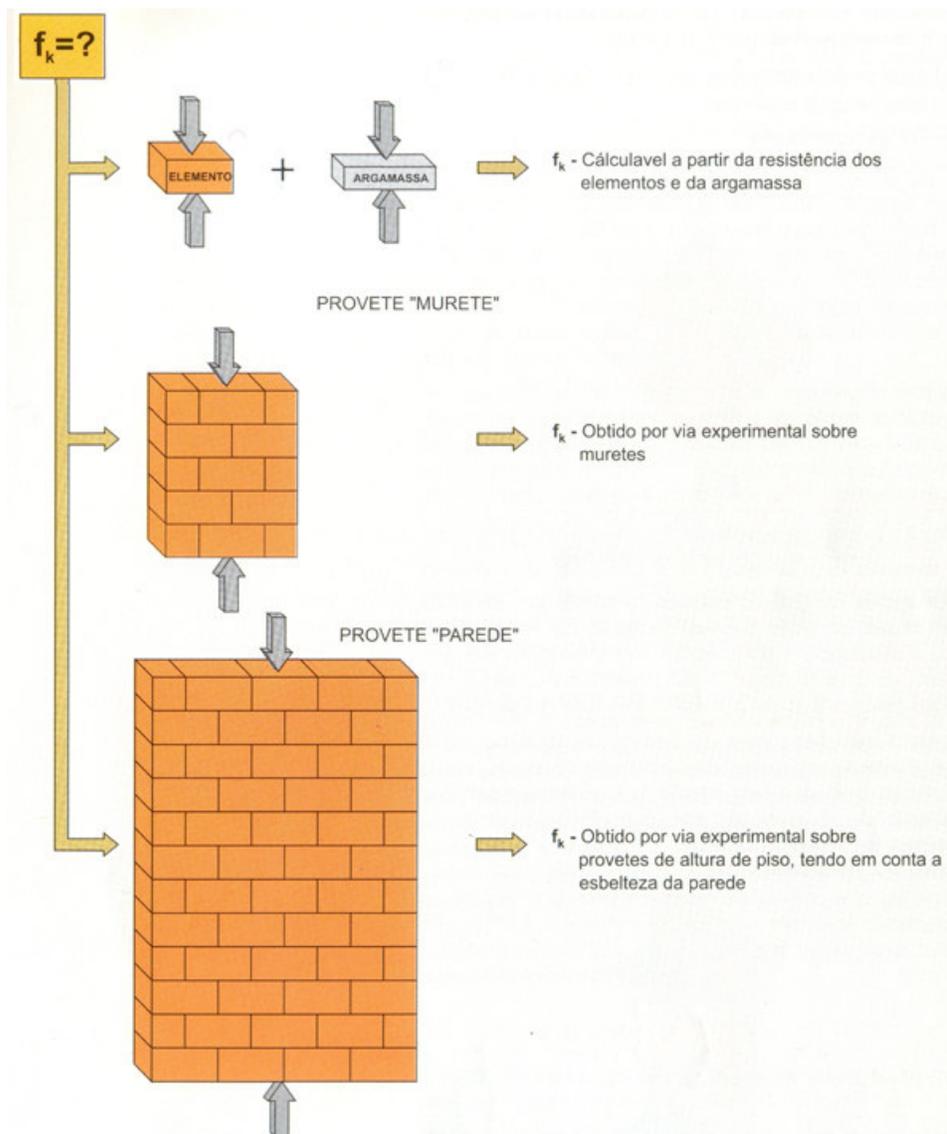


Figura 6.3: Avaliação da resistência das alvenarias (f_k) a cargas verticais [14]

6.1.1.1. Avaliação da resistência característica à compressão, f_k , da alvenaria simples através do EC6 [2]

O EC6 [2] estabelece uma base genérica para o projecto de edifícios e de obras de construção em alvenaria simples, armada, pré-esforçada e confinada, executada com as seguintes unidades de alvenaria de forma regular, assentes com argamassa de areia natural ou britada, ou de inertes leves: unidades cerâmicas, incluindo unidades de cerâmica leve; unidades sílico-calcárias; unidades de betão de agregados correntes ou leves; unidades de betão celular autoclavado; unidades de pedra artificial; unidades de pedra natural com forma regular. As unidades de alvenaria artificiais podem ser dotadas de furos, seja na direcção paralela ao plano de assentamento (furação horizontal), seja na direcção normal ao plano de assentamento (furação vertical). Outras características significativas são o volume de furos ou percentagem de furação, o volume de qualquer furo, a área de qualquer furo e a largura equivalente (entendida como a espessura dos septos interiores e exteriores, medida horizontalmente através da unidade de alvenaria e perpendicularmente à face da parede de alvenaria resistente). Estas características dão lugar à classificação das unidades de alvenaria em três grupos distintos (figura 6.4). De uma forma geral, unidades com uma percentagem de furação não superior a 25% são classificadas como unidades do Grupo 1. Unidades com uma percentagem de furação entre 25 e 70% são classificadas como unidades dos Grupos 2a, 2b ou 3. O Documento Nacional de Aplicação (DNA) exige que a percentagem de furação não exceda os 60% e os septos exteriores possuam uma espessura mínima de 10 mm. O tijolo cerâmico vazado corrente em Portugal não cumpre, em geral, as condições para ser classificado como pertencendo ao Grupo 3, pelo que a sua utilização como alvenaria resistente não é permitida [76].

Um requisito fundamental do projecto é que as estruturas devem ser projectadas e construídas de modo a que possam suportar todas as acções relevantes. Com esse objectivo, adoptam-se valores de cálculo para as propriedades dos materiais, dividindo os valores característicos por uma factor de segurança parcial, γ_M . O EC6 [2] define os valores destes coeficientes parciais de segurança entre 1.5 e 3.0, em função do controlo da execução e da produção das unidades elementares, com a excepção das acções acidentais em que o valor a considerar para γ_M é igual à unidade. Apresentam-se, em seguida, os aspectos mais relevantes associados às propriedades mais significativas dos materiais, definidas pelo EC6 [2].

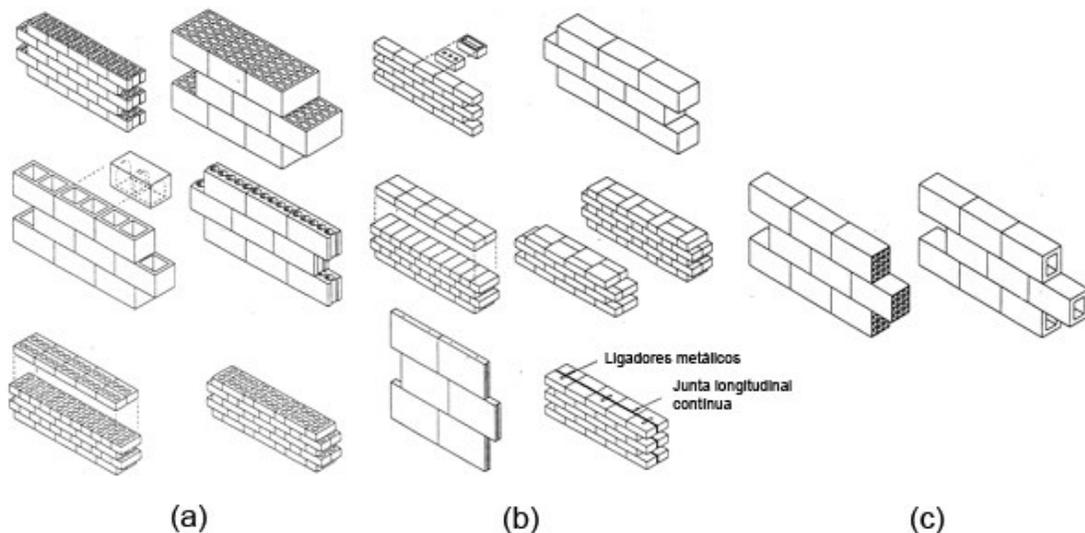


Figura 6.4: Exemplos da classificação de unidades de alvenaria de acordo com o EC6 [2]

(a) Grupo 1, (b) Grupo 2 e (c) Grupo 3 [76]

A resistência normalizada à compressão é obtida num cubo de 100 mm em condições de seco ao ar. Esta resistência pode ser obtida, para qualquer unidade de alvenaria, a partir de:

$$f_b = m_c \times (\text{valor declarado de resistência à compressão pelo fabricante}) \times \delta,$$

sendo, m_c o factor de ajuste em função da humidade e δ o factor de forma.

As unidades para alvenaria poderão ser ensaiadas em condições de seco ao ar ou em condições saturadas. O fabricante deverá fornecer sempre os resultados obtidos directamente nos ensaios, indicando as condições em que se realizaram os mesmos. No caso da resistência ser obtida em condições saturadas, o factor de conversão para condições de seco ao ar pode admitir-se, $m_c = 1.2$. No caso dos ensaios serem realizados em condições de seco ao ar, tal como definido na parte aplicável da EN 771, então o factor de conversão não é necessário, isto é, $m_c = 1.0$ [76].

O EC6 [2] e respectiva normalização aplicável, salienta a possibilidade de serem adoptadas argamassas feitas em obra, argamassas pré-doseadas ou argamassas prontas. As argamassas prontas e pré-doseadas devem observar a EN 998-2 [44], sendo actualmente fornecidas com a respectiva classe de resistência. A argamassa feita em obra pode ser especificada através da resistência ou das proporções dos constituintes. Quando a argamassa for especificada através da resistência, o valor da resistência à compressão em MPa deve seguir a letra M. Por exemplo M4 representa uma argamassa com 4 MPa de resistência à compressão [76]. O quadro 6.1 apresenta uma lista de resistências para proporções correntes dos constituintes da argamassa [76].

Quadro 6.1: Relação entre traços correntes de argamassa e a classe de resistência [76]

Proporções dos constituintes			Resistência à compressão, f_m (MPa)	Classe do Eurocódigo 6
Cimento:Cal:Areia	Cimento:Areia	Cimento:Areia Com plastificante		
1:1/4:3	--	--	12	M12
1:1/2:4 1/2	1:2 1/2 a 3 1/2	1:3 a 4	6	M6
1:1:6	1:4 a 5	1:5 a 6	4	M4
1:2:9	1:5 1/2 a 6 1/2	1:7 a 8	2	M2

A resistência característica à compressão da alvenaria simples, f_k , no caso de alvenaria simples realizada com argamassa convencional e com todas as juntas preenchidas, pode ser calculada através da expressão:

$$f_k = K f_b^{0.65} f_m^{0.25}$$

desde que não se considere f_m superior a 20 MPa nem a $2xf_b$, consoante o que for menor. K é uma constante tabelada, que varia entre 0.4 e 0.6. Existem fórmulas específicas para outros tipos de argamassa (argamassa-cola, argamassa-leve e juntas de assentamento descontínuas) que não são reproduzidas neste trabalho.

6.1.1.2. Avaliação da resistência à compressão da alvenaria simples através de expressões empíricas

Diversos estudos experimentais já foram desenvolvidos em várias partes do mundo, buscando-se correlações entre as resistências mecânicas dos componentes de alvenaria, da argamassa de assentamento e da parede acabada. Seguidamente apresentam-se várias fórmulas empíricas [72]:

- Fórmula de Haller

$$f_{cpa} = \left(\sqrt{1 + 0,15 f_{cb}} - 1 \right) (8 + 0,048 f_{ca})$$

onde: f_{cpa} = resistência à compressão da parede (kgf/cm²)

f_{cb} = resistência à compressão do bloco (kgf/cm²)

f_{ca} = resistência à compressão da argamassa (kgf/cm²)

- Fórmula de Hermann

$$f_{cpa} = 0,45 \sqrt[3]{f_{ca} (f_{cb})^2}$$

- Fórmula de Onisczyk

$$f_{cpa} = (0,33 f_{cb} + 1) \frac{0,1 f_{cb} + f_{ca}}{0,3 f_{cb} + f_{ca}}$$

Através dos diversos ensaios efectuados com alvenarias constituídas por blocos cerâmicos, vários autores chegaram à conclusão que as fórmulas empíricas geralmente superestimam a resistência à compressão das paredes, o que vai contra a segurança da estrutura. Já as fórmulas semi-empíricas adoptadas por diversas entidades de normalização, e que levam em conta a esbeltez da parede, o pesquisador verificou uma compatibilidade bastante razoável entre os valores estimados e os realmente obtidos em ensaios [77].

Considerando-se o coeficiente de segurança $\gamma = 5$, normalmente adoptado pelas diversas normas para determinação da tensão admissível da alvenaria submetida à compressão axial, parece haver uma tendência internacional em estimar-se a resistência das alvenarias armadas e não armadas, a partir da resistência à compressão de prismas, através da seguinte fórmula:

$$\bar{f}_{cpa} = 0,20 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right]$$

onde:

- \bar{f}_{cpa} = tensão admissível da parede comprimida;
- h = altura da parede;
- t = espessura da parede;
- f'_m = resistência média à compressão de no mínimo cinco prismas constituídos por dois blocos, assentes com a argamassa a ser empregue na obra; em função da relação entre a altura (h) e a largura (d) dos prismas, o valor de f'_m deve ser multiplicado pelos seguintes factores:

0,86 para $h/d = 1,5$

1,00 para $h/d = 2,0$

1,20 para $h/d = 3,0$

1,30 para $h/d = 4,0$

1,37 para $h/d = 5,0$

6.1.1.3. Avaliação da resistência à compressão, f_k , da alvenaria simples por via experimental

A resistência característica à compressão, f_k , da alvenaria simples pode ser obtida a partir de ensaios de acordo com a NP EN 1052-1 [78].

Este ensaio será adequadamente descrito no capítulo referente ao trabalho experimental.

6.1.2. Resistência ao corte da alvenaria simples

A resistência ao corte no plano da alvenaria, pode ser avaliada através dos seguintes processos:

- Através de expressões empíricas função do tipo de elemento e de argamassa;
- Por via experimental (figura 6.5);
- Estabelecida a partir de normas de outros países.

O aumento da compressão instalada na parede tem, dentro de certos limites, um efeito favorável na resistência ao corte, bem como a resistência à compressão do elemento na direcção paralela ao assentamento. O não preenchimento das juntas verticais penaliza bastante a resistência ao corte das paredes.

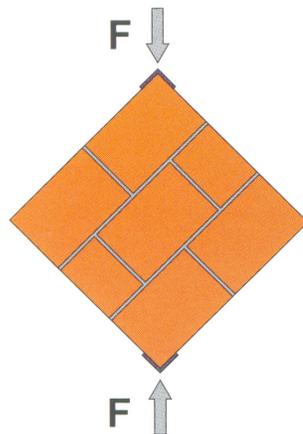


Figura 6.5: Avaliação experimental da resistência das alvenarias ao corte no seu plano por compressão diagonal [14]

6.1.2.1. Avaliação da resistência característica ao corte, f_{vk} , da alvenaria simples através do EC6 [2]

A resistência característica ao corte da alvenaria simples pode ser estabelecida pelas fórmulas indicadas no EC6 [2].

No caso de alvenaria simples realizada com argamassa convencional e com todas as juntas preenchidas, a resistência característica ao corte pode ser calculada através da expressão:

$$f_{vk} = \min \begin{cases} f_{vk0} + 0.4 \sigma_d \\ 0.065 f_b \\ \text{um valor máximo tabelado} \end{cases}$$

em que f_{vk0} é a resistência ao corte sob compressão nula, σ_d é o valor de cálculo da tensão normal ao plano de corte e f_b é a resistência normalizada à compressão das unidades para alvenaria na direção perpendicular às juntas de assentamento. O EC6 [2] apresenta os valores da resistência ao corte sob compressão nula f_{vk0} e os valores limites para a resistência ao corte f_{vk} . Existem fórmulas específicas no caso de juntas verticais não preenchidas e juntas de assentamento descontínuas que não são reproduzidas nesta comunicação.

6.1.2.2. Avaliação da resistência característica ao corte, f_{vk} , da alvenaria simples por via experimental

Ainda não está disponível no CEN qualquer norma para a determinação da resistência característica ao corte, f_{vk} , da alvenaria simples. Contudo pode ser estabelecida a partir de uma análise de resultados de ensaios baseados na relação entre a resistência característica ao corte da alvenaria simples com a resistência inicial ao corte da alvenaria simples, f_{vk0} , que pode ser obtida recorrendo às EN 1052-3 [79] e NP EN 1052-4 [80].

6.1.3. Resistência à flexão da alvenaria simples

A resistência às acções horizontais no plano perpendicular à parede, que provocam flexão na parede, é muito condicionada pela aderência elementos/argamassa.

A resistência à flexão da alvenaria simples pode ser obtida:

- A partir do EC6 [2], mediante valores fornecidos pelo DNA, provenientes de uma análise de resultados de ensaios baseados nas resistências à flexão da alvenaria obtidas a partir de combinações apropriadas de unidades de alvenaria e de argamassa;
- Por via experimental (figura 6.6);
- Estabelecida a partir de valores tabelados apresentados nas normas de outros países, nomeadamente da BS 5628 [46];

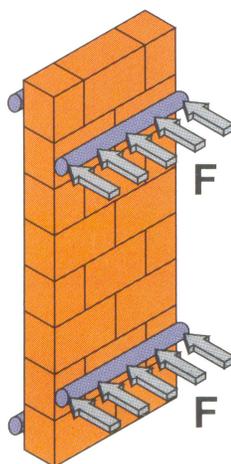


Figura 6.6: Avaliação experimental da resistência das alvenarias à flexão no plano perpendicular [14]

6.1.3.1. Avaliação da resistência característica à flexão, f_{xk1} e f_{xk2} , da alvenaria simples através do EC6 [2]

A resistência característica à flexão da alvenaria simples deve ser determinada a partir de ensaios de acordo com o EC6 [2]. No entanto, o projecto de norma actualmente em discussão já apresenta valores tabelados para esta resistência, com plano de rotura paralelo às juntas de assentamento (f_{xk1}) e com plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento (f_{xk2}). Estes valores variam entre um mínimo de 0.05 MPa para f_{xk1} e um máximo de 0.40 MPa para f_{xk2} .

Salienta-se que a resistência à flexão da alvenaria f_{xk1} deve ser utilizada unicamente para o cálculo de paredes sujeitas a acções (por exemplo, o vento) normais à sua superfície. O valor de f_{xk1} deve ser considerado igual a zero nos casos em que a rotura da parede conduza a um colapso significativo ou à perda completa da estabilidade global da estrutura.

6.1.3.2. Avaliação da resistência característica à flexão, f_{xk1} e f_{xk2} , da alvenaria simples por via experimental

A resistência característica à flexão, f_{xk1} e f_{xk2} da alvenaria simples pode ser obtida a partir de ensaios de acordo com a NP EN 1052-2 [81]. A resistência característica à flexão deve ser determinada em provetes que tenham um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento, f_{xk1} , e provetes que tenham o plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento, f_{xk2} , conforme ilustrado nas figuras 6.7 e 6.8, respectivamente.

Este ensaio será adequadamente descrito no capítulo referente ao trabalho experimental.

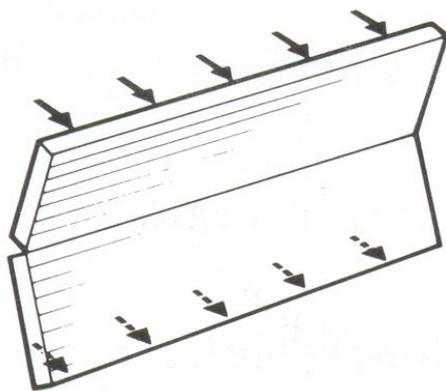


Figura 6.7: Resistência à flexão no plano de rotura paralelo às juntas de assentamento, f_{xk1} [82]

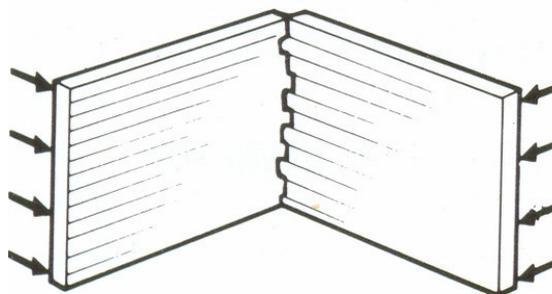


Figura 6.8: Resistência à flexão no plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento, f_{xk2} [82]

6.1.3.3. Avaliação da resistência característica à flexão, f_{xk1} e f_{xk2} , da alvenaria simples através da BS 5628 [46]

A resistência característica à flexão através da BS 5628 [46] é função do tipo de unidade de alvenaria e do tipo de argamassa considerada. No quadro 6.2 são apresentados os valores da resistência à flexão nos planos de rotura: paralelo, f_{xk1} , e perpendicular, f_{xk2} , às juntas de assentamento.

6.1.4. Características de deformação da alvenaria

Para efeitos de dimensionamento, pode admitir-se que o diagrama da relação tensões-extensões da alvenaria é da forma de parábola, parábola-rectângulo ou rectângulo (figura 6.9).

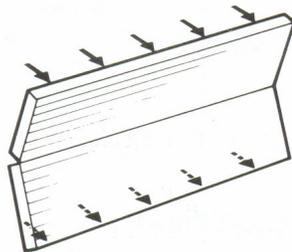
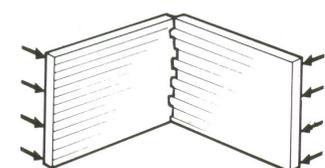
O módulo de elasticidade, E , e o módulo de distorção, G , podem ser obtido a partir do EC6 [2], sendo possível, também, determinar o módulo de elasticidade, E , por via experimental.

6.1.4.1. Avaliação do módulo de elasticidade, E , e do módulo de distorção, G , da alvenaria simples através do EC6 [2]

No caso de não existirem resultados de ensaios disponíveis, o módulo de elasticidade, E , pode ser admitido igual a $1000 \cdot f_k$ no caso de estados limites últimos e $600 \cdot f_k$ no caso de estados limites de utilização.

O módulo de elasticidade para acções de longa duração pode ser baseado no valor de curta duração, mas deverá ser reduzido para tomar em consideração os efeitos da fluência. Na ausência de resultados de ensaios, o módulo de distorção, G , pode ser tomado igual a $0.4 \cdot E$.

Quadro 6.2: Resistência característica à flexão, f_{xk1} e f_{xk2} , da alvenaria (N/mm^2) [82]

RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À FLEXÃO DA ALVENARIA, f_{xk}, (N/mm^2)								
	Plano de rotura paralelo às juntas de assentamento			Plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento				
								
DESIGNAÇÃO DA ARGAMASSA	(i)	(ii) e (iii)	(iv)	(i)	(ii) e (iii)	(iv)		
Elementos cerâmicos com absorção de água:								
Menor que 7%	0.7	0.5	0.4	2.0	1.5	1.2		
Entre 7% e 12%	0.5	0.4	0.35	1.5	1.1	1.0		
Superior a 12 %	0.4	0.3	0.25	1.1	0.9	0.8		
Elementos sílico-calcários		0.3	0.2		0.9	0.6		
Elementos de betão		0.3	0.2		0.9	0.6		
Elementos de betão (maciços ou furados) com resistência à compressão em N/mm^2 :								
2.8	}	Usado em paredes com espessura * até 100 mm	}	0.25	}	0.2	0.40	0.4
3.5							0.45	0.4
7.0							0.60	0.5
2.8	}	Usado em paredes com espessura de * 250 mm	}	0.15	}	0.1	0.25	0.2
3.5							0.25	0.2
7.0							0.35	0.3
10.5	}	Usado em paredes com qualquer espessura *	}	0.25	}	0.2	0.75	0.6
14.0							0.90 ^t	0.7 ^t
acima de								

Observações:

*A espessura deve ser tomada como sendo a espessura da parede, para uma parede de pano único, ou a espessura de cada pano, para uma parede dupla;

t Quando usado com resistência à flexão na direcção paralela, assume-se a relação ortogonal, $\mu = 0.3$.

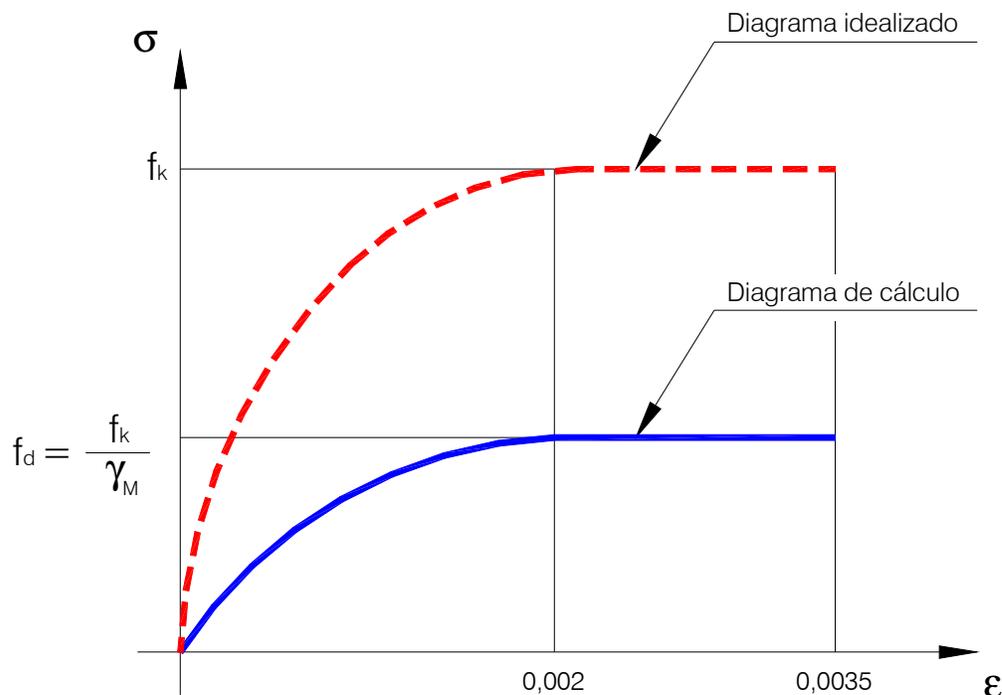


Figura 6.9: Relação tensões-extensões para o cálculo de alvenaria em flexão e compressão

6.1.4.2. Avaliação do módulo de elasticidade, E , da alvenaria simples por via experimental

O módulo de elasticidade, E , da alvenaria pode ser obtido a partir de ensaios, de acordo com a NP EN 1052-1 [78], sendo o mesmo obtido para um valor de 1/3 da carga máxima.

6.1.5. Fluência, retracção e dilatação térmica

O quadro 6.3 indica uma gama de valores para as propriedades que caracterizam a deformação da alvenaria realizada com unidades de diversos materiais assentes com argamassa convencional. De preferência, estas propriedades devem representar resultados de ensaios ainda que, na ausência de tais valores, os valores de cálculo indicados, no quadro 6.3, possam ser utilizados.

Caso não existam resultados de ensaios disponíveis, as propriedades que caracterizam a deformação da alvenaria executada com argamassa-cola e argamassa leve podem ser considerados iguais aos valores indicados no quadro 6.3 para o tipo de unidade de alvenaria apropriado.

Quadro 6.3: Propriedades que caracterizam a deformação da alvenaria realizada com argamassa convencional

Tipo de unidade de alvenaria	Coeficiente de fluência a tempo infinito ⁽¹⁾		Dilatação provocada pela humidade ou retracção a tempo infinito ⁽²⁾		Coeficiente de dilatação térmica 10 ⁻⁶ /K	
	Φ_{∞}		mm/m		10 ⁻⁶ /K	
	Gama	Valor de cálculo	Gama	Valor de cálculo	Gama	Valor de cálculo
Cerâmicas	0,5 a 1,5	1,0	-0,2 a +1,0	⁽³⁾	4 a 8	6
Sílico-calcáreas	1,0 a 2,0	1,5	-0,4 a -0,1	-0,2	7 a 11	9
Betão de inertes correntes e pedra artificial	1,0 a 2,0	1,5	-0,6 a -0,1	-0,2	6 a 12	10
Betão de inertes leves	1,0 a 3,0	2,0	-1,0 a -0,2	-0,4 ⁽⁴⁾ -0,2 ⁽⁵⁾	8 a 12	10
Betão celular autoclavado	1,0 a 2,5	1,5	-0,4 a +0,2	-0,2	7 a 9	8
Pedra natural	⁽⁶⁾	0	-0,4 a +0,7	+0,1	3 a 12	7

Notas:

(1) O coeficiente de fluência a tempo infinito $\Phi_{\infty} = \epsilon_{c\infty} / \epsilon_{ci}$, onde $\epsilon_{c\infty}$ é a extensão por fluência a tempo infinito e $\epsilon_{ci} = \sigma / E$.

(2) Os valores negativos da expansão devida à humidade ou retracção a tempo infinito indicam encurtamento e os valores positivos indicam alongamento.

(3) Os valores dependem do tipo de material em questão pelo que não é possível definir um valor de cálculo único.

(4) O valor indicado é válido para inertes de pedra-pomes e de argila expandida.

(5) O valor indicado é válido para outros inertes leves, que não pedra-pomes ou argila expandida.

(6) Os valores são habitualmente muito baixos.

6.2. Estabilidade das paredes de alvenaria

Em termos de acções, as paredes de alvenaria, sem função estrutural, destinadas à compartimentação dos espaços interiores ou ao preenchimento dos vãos, definidos pelos pórticos da envolvente dos edifícios, estão fundamentalmente sujeitas às seguintes cargas:

- Cargas verticais no seu plano, mobilizando a resistência à compressão da parede ou flexão e corte, mediante as condições de ligação ao suporte e rigidez deste;
- Cargas horizontais no seu plano, produzidas por acção do vento ou sismos, mobilizando a resistência ao corte da parede;
- Cargas horizontais no plano perpendicular, provocadas pelo vento ou eventualmente, por impulsos de outro tipo, mobilizando a resistência à flexão.

São fundamentalmente os dois tipos de acções horizontais referidos, vento e sismo, os mais severos para as alvenarias, sendo óbvio que a resistência a essas acções cresce por efeitos de pré-compressão na alvenaria.

Nos processos tradicionais de dimensionamento, os edifícios são dimensionados, de forma simplificada, sendo considerados como estruturas porticadas, constituídas por vigas e pilares, não entrando em conta com a influência das paredes de preenchimento e eventualmente sem a consideração da influência das lajes ao nível dos pisos. Segundo este critério, as cargas horizontais no plano da parede, produzidas por acção do vento ou sismos, mobilizando a resistência ao corte, não resultam da acção directa destes sobre a parede, mas, sim da interacção estrutura/parede, isto é, dos deslocamentos horizontais produzidos na estrutura devidos às referidas acções, que irão produzir forças horizontais no plano da parede proporcionais à sua rigidez. Processo semelhante se passa relativamente às cargas verticais, assim sendo, a deformação da estrutura devido às acções verticais irá produzir cargas verticais no plano da parede.

6.3. Consideração de acções sobre paredes sem função estrutural

No passado, como já foi referido em capítulos anteriores, os documentos normativos nacionais para a verificação da estabilidade das paredes, mesmo para paredes resistentes, eram praticamente inexistentes. A garantia da estabilidade era assegurada por princípios simples da resistência dos materiais, dos quais se destacam:

- O cálculo era efectuado por tensões de segurança a partir da resistência do elemento constituinte da parede, com valores de coeficientes de segurança próximos de 10;
- Deveria ser garantido que o ponto de aplicação resultante das acções estivesse posicionado no terço central;
- O respeito da esbelteza máxima.

Por outro lado, relativamente às paredes de preenchimento, tanto exteriores como interiores, os critérios de dimensionamento eram normalmente estabelecidos pelos arquitectos, com recurso ao RGEU [7] e no caso de edifícios de habitação social, as RTHS [83]. No final da década de 80 e início da década de 90 com a entrada em vigor do RGR [84], actualmente, RRAE [52], do RSCIEH [54] e do RCCTE [51], os critérios de dimensionamento das paredes passaram a ser de índole acústica, de resistência ao fogo e térmicos. Se bem que no RGEU [7], eventualmente estejam subjacentes alguns critérios de estabilidade, pode-se contudo afirmar que chegamos ao início de século XXI, sem que exista qualquer documento normativo

nacional que permita ao projectista verificar a estabilidade de uma parede, a qual foi escolhida com base num determinado número de critérios.

Apesar do exposto, tem havido investigações importantes neste domínio que permitem ter abordagens mais rigorosas e compatíveis com as adoptadas para outros materiais, como o aço ou betão. Nesta linha de abordagem, nos números seguintes, será perspectivada a verificação da estabilidade das paredes de alvenaria de tijolo sem função estrutural, segundo o EC6 [2]. Embora esta referência normativa se aplique à análise de estruturas de alvenaria, não se incorrerá em erro se forem aplicados os mesmos conceitos de verificação de estabilidade às paredes sem função estrutural, pois não está em causa a verificação da estabilidade global da estrutura, mas sim a verificação da estabilidade localizada deste subsistema do edifício. Face a esta simplificação e ao exposto anteriormente, por exemplo no caso de um edifício com estrutura porticada em betão armado a referida estrutura teria de se verificar em termos de estabilidade global e localizada, enquanto que nas paredes teria de se verificar a estabilidade local.

6.3.1.1. Cargas verticais

A capacidade resistente das alvenarias a cargas verticais, quando apoiadas continuamente sobre suporte indeformável, depende da resistência à compressão da alvenaria e da esbelteza da parede, para além de eventuais excentricidades no carregamento. O efeito da esbelteza e excentricidades traduz-se habitualmente num coeficiente redutor da resistência à compressão. A sua avaliação cuidada requer a consideração das condições de ligação conferidas pelos elementos horizontais, pavimentos e coberturas, bem como do tratamento vertical assegurado pelas paredes ortogonais. Análise cuidada requer também o tratamento de eventuais cargas concentradas actuando sobre as paredes [14].

No caso de alvenarias de preenchimento, sem funções estruturais assumidas na estabilidade do edifício, as cargas verticais são reduzidas e resultam quase exclusivamente do peso próprio das paredes e dos elementos que lhe estão suspensos ou descarregando sobre elas, como pode ser o caso de padieiras, caixilharias ou outros. A garantia de estabilidade a acções verticais destas paredes não é particularmente condicionada pela resistência dos elementos e da argamassa, mas sobretudo pela esbelteza da parede. É assim, importante, que na concepção se assegure a rigidez das paredes e a sua estabilidade através de uma espessura adequada relativamente à altura e comprimento da parede. Sem prejuízo de análises mais rigorosas é vulgar ver referido que a esbelteza corrente, entre pisos de paredes de preenchimento, não deve ser superior a 30, podendo ser estabelecida de acordo com (figura 6.10) [14]:

$$\left. \begin{array}{l} l_{1a} / e_1 \\ l_{1b} / e_1 \end{array} \right\} \leq 50 ; \quad h_1 / e_1 \leq 30 ; \quad h_2 / e_2 \leq 30 ; \quad l_2 / e_2 \leq 30 .$$

Estas considerações acerca da esbelteza, no caso de paredes sujeitas a cargas concentradas, podem ser usadas sob reserva, pois estas deverão ser objecto de análise cuidada.

As alvenarias apoiadas, conforme figura 6.11, definido um vão livre, L, e com uma altura, H, são modeladas sob o ponto de vista estrutural por:

- Vigas, quando a relação entre o vão livre e a altura é maior que 2, adoptando a teoria das peças lineares, sendo o braço considerado 80% da altura da viga
- Viga-parede, quando a relação entre o vão livre e a altura é menor que 2, sendo o braço considerado 15% do somatório do vão livre com o triplo da altura.

Estes locais, representam alguns dos pontos singulares mais problemáticos das paredes de alvenaria, com especial destaque para as padieiras. A capacidade resistente destas alvenarias a cargas verticais depende da resistência à flexão e ao corte das alvenarias. A verificação da estabilidade destes elementos só é conseguida mediante a consideração de alvenarias armadas.

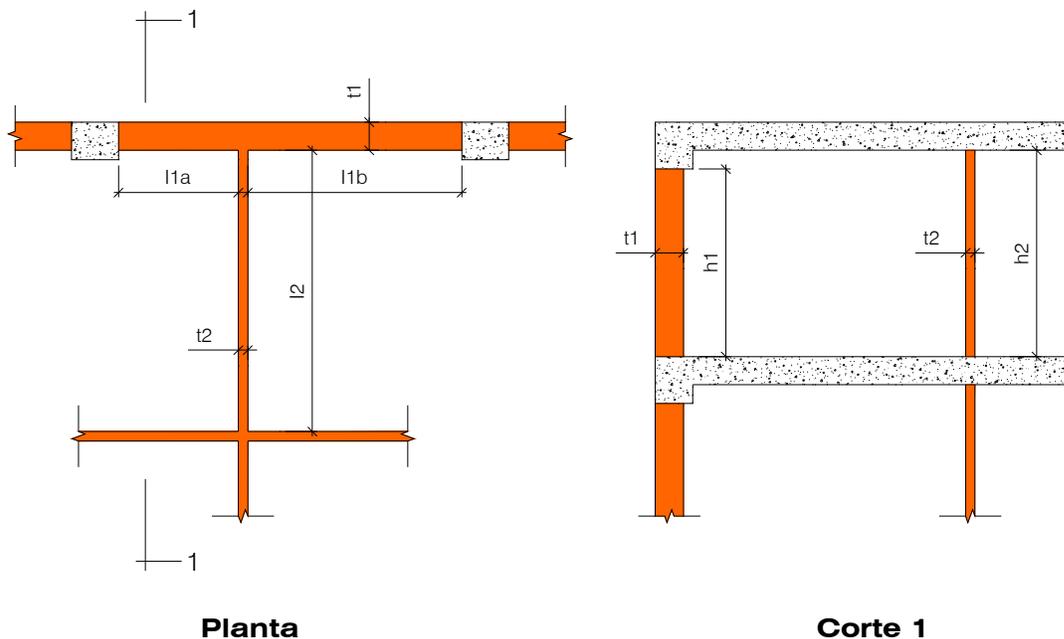


Figura 6.10: Avaliação da esbelteza das paredes [14]

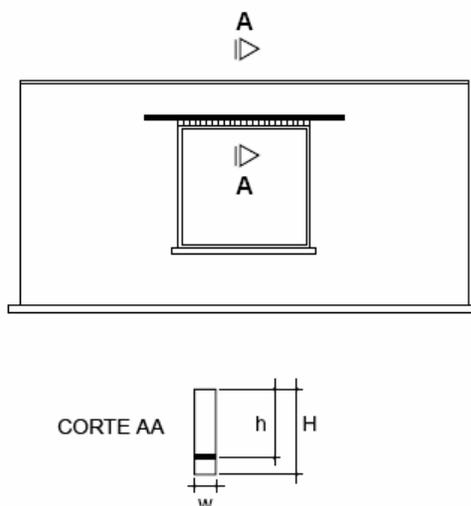


Figura 6.11: Esquema de uma parede

6.3.1.2. Cargas verticais resultantes da interacção parede/estrutura de suporte

Em alvenarias de preenchimento a deformabilidade dos suportes sobre os quais repousa a parede pode provocar acções sobre a parede, por deformação excessiva do apoio, por deformação excessiva do pavimento ou viga sobre a parede, ou mesmo por ambas. Estas acções provocam cargas importantes nas paredes, podendo mobilizar; o efeito de arco nas paredes (no caso de paredes com boa resistência à tracção e ao corte), a resistência à flexão e ao corte (figura 6.12). Convém atender a estes efeitos na concepção da estrutura do edifício e adoptar disposições construtivas adequadas ao nível da parede.

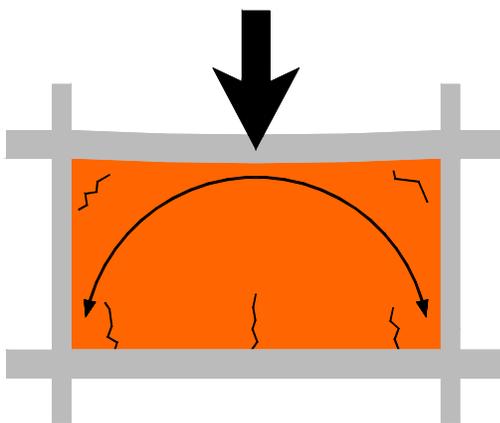


Figura 6.12: Acções sobre as paredes resultantes da deformação excessiva do suporte [14]

Para atender a estes efeitos, há necessidade de prever com o maior rigor possível as deformações dos componentes estruturais, embora o cálculo exacto das flechas que ocorrerão

nestes componentes, seja tarefa praticamente impossível de ser realizada, devido aos inúmeros factores intervenientes, como por exemplo a variação do módulo de deformação do betão ao longo do tempo.

Na previsão da flecha de um componente flectido é essencial, contudo, que sejam distinguidos [30]:

- A parcela da flecha que se manifesta antes da fissuração do betão e a parcela que se manifesta após a fissuração;
- A parcela da flecha que se manifesta imediatamente após o carregamento (flecha instantânea) e a parcela da flecha que se manifestará ao longo do tempo, pela deformação lenta do betão (fluência).

Para determinação da parcela da flecha que se desenvolve após a fissuração do betão, uma das primeiras dificuldades que se apresenta é a determinação da posição do eixo neutro, a qual varia em função da extensão das fissuras. Para vigas de secção rectangular, Franz [85] sugere a seguinte formulação para determinação dessa posição e para o cálculo do momento de inércia da peça fissurada, considerando a secção de betão que permanece íntegra e a secção da armadura que compõe o tirante:

$$x = d \left(\sqrt{2 n \rho_r + (n \rho_r)^2} - n \rho_r \right)$$

$$I_r = \frac{b x^3}{3} + n A_s (d - x)^2$$

onde:

- x distância entre o eixo neutro e a fibra mais comprimida;
- I_r momento de inércia da peça fissurada;
- d altura útil da viga;
- b largura da viga;
- n relação entre os módulos de deformação do aço e do betão (E_s/E_c);
- ρ_r taxa geométrica de armadura;
- A_s área da armadura traccionada.

Importantes formulações teóricas, corrigidas por coeficientes obtidos em estudos experimentais, têm sido desenvolvidas ao longo do tempo para a previsão de flechas em vigas

fissuradas de betão armado. Branson [86] e Pfeiffermann [87] analisam diversas dessas formulações semi-empíricas, duas delas transcritas a seguir:

Método de Jager:

Antigamente adoptado pelo CEB, baseia-se num andamento bilinear para a curva momento actuante x flecha desenvolvida, com ponto de inflexão coincidente com o momento de fissuração (M_r) da viga; para taxas de armadura relativamente altas o método desconsiderava a inflexão mencionada, resultando portanto as seguintes expressões:

- Para $\rho_r \geq 0,005$ (vigas de secção rectangular)

$$\rho_r \geq 0,001 \text{ (vigas Tê com } b_f/b_w \geq 10)$$

$$f_i = \frac{\beta M_k l^2}{E_s A_s d^2 (1 - 2,67 \rho + 1,33 \rho^2)}$$

- Para $\rho_r < 0,005$ (vigas de secção rectangular)

$$\rho_r < 0,001 \text{ (vigas Tê com } b_f/b_w \geq 10)$$

$$f_i = \beta l^2 \left(\frac{M_r}{E_c I_g} + \frac{M_k - M_r}{0,75 E_s A_s d^2 (1 - 2,67 \rho + 1,33 \rho^2)} \right)$$

onde:

- f_i flecha instantânea da viga fissurada;
- β coeficiente elástico, função da natureza do carregamento e do tipo de apoio da viga;
- M_k momento flector de serviço;
- M_r momento de fissuração;
- l vão teórico da viga;
- I_g momento de inércia da secção homogeneizada;
- I_r inércia da peça fissurada;
- b_f largura da mesa de vigas Tê;
- b_w largura da nervura de vigas Tê;
- d altura útil da viga;
- E_c módulo de elasticidade do betão;

- E_s módulo de elasticidade do aço;
- A_s área da armadura traccionada;
- ρ_r taxa geométrica de armadura;
- ρ taxa mecânica de armadura $(\rho = \frac{A_s}{b_w d} \frac{f_{yk}}{f_{ck}})$.

Método de Rouseff:

A partir de uma série numerosa de ensaios, Rouseff constatou que a formulação proposta por Jager subestimava as flechas realmente desenvolvidas, principalmente quando se ultrapassava o valor $0,5 M_r$, em função disso, o autor propôs um andamento parabólico para a curva momento actuante x flecha no intervalo $0,5 M_r$ a $1,5 M_r$, resultando o seu método nas seguintes expressões:

- $0,5 M_r < M_k \leq 1,5 M_r$

$$f_i = \frac{\beta l^2}{K_0} \left[K_1 M_k + \frac{(1,667 - K_1)}{M_r} \frac{(M_k - 0,5 M_r)^2}{2} \right]$$

- $M_k > 1,5 M_r$

$$f_i = \frac{\beta l^2}{K_0} [K_1 M_k + (1,667 - K_1)(M_k - M_r)]$$

onde:

- $K_0 = E_s A_s d^2 (1 - 2,67 \rho + 1,33 \rho^2)$
- $K_1 = K_0 / E_c I_g$

demais símbolos: mesmo significado apresentado no método anterior.

A variação da flecha ao longo do tempo está associada à retracção e à deformação lenta do betão. O mecanismo da deformação lenta é bastante complexo: nele intervêm, por exemplo, as deformações diferenciadas entre a pasta de cimento e os agregados, a intensidade e a natureza das cargas aplicadas, a presença ou não de armadura na zona comprimida das peças, as condições de humidade e temperatura a que estarão sujeitas as peças, a retracção do betão (que por sua vez é função da razão água/cimento empregue e das condições de cura), etc..

Calcular a parcela da flecha provocada pela fluência do betão é portanto, bastante difícil. Para vigas sem armadura de compressão pode-se admitir que a parcela da flecha oriunda da deformação lenta do betão seja aproximadamente duas vezes a flecha instantânea f_g , calculada para as cargas permanentes e para as sobrecargas fixas, que em última instância são as que provocam a fluência do betão [30]. Partindo desse pressuposto, a flecha final, f_∞ , representada na figura 6.13, seria equacionada por:

$$f_\infty \cong f_i + 2 f_g$$

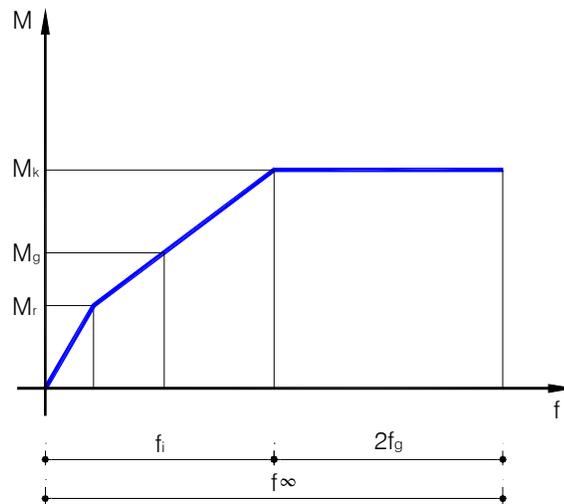


Figura 6.13: Flecha final de uma viga à flexão, considerando a secção fendilhada e fluência do betão

Algumas entidades, em função da presença de armaduras de compressão ou da qualidade do betão, adoptam determinados coeficientes para o encurtamento do betão na fluência:

- O ACI, propõe, em função da armadura, A_s , e da armadura de compressão, A'_s , os seguintes factores multiplicativos:
 - $A'_s/A_s = 0$: factor multiplicativo = 3;
 - $A'_s/A_s = 0,5$: factor multiplicativo = 2,2;
 - $A'_s/A_s = 1$: factor multiplicativo = 1,8.
- A normalização belga propõe, em função da resistência à compressão do betão, f_c , os seguintes factores multiplicativos:
 - $100 \text{ kgf/cm}^2 < f_c < 200 \text{ kgf/cm}^2$: factor multiplicativo = 4;
 - $200 \text{ kgf/cm}^2 < f_c < 350 \text{ kgf/cm}^2$: factor multiplicativo = 3;
 - $f_c > 350 \text{ kgf/cm}^2$: factor multiplicativo = 2.

O REBAP [1], para casos correntes preconiza, no artigo 72.º, que a flecha de lajes e vigas, quando consideradas as combinações frequentes, seja inferior ao menor dos valores:

- $\frac{L}{400}$, sendo, L, o vão da viga ou laje;
- 1.5 cm, se suporta paredes divisórias.

Apesar de nada ser dito de uma forma directa, presume-se que a flecha mencionada é a longo prazo, dado esta estar referenciada às combinações frequentes de acções. Contudo, a verificação anterior poderá ser dispensada, se forem verificadas as condições do artigo 89.º e 102.º seguidamente descritos.

Relativamente a vigas, o artigo 89.º do REBAP [1], dispensa a verificação do artigo 72.º se:

- $\frac{l_i}{h} \leq 20 \eta$;
- $\frac{l_i}{h} \leq \left(\frac{120}{l_i} \right) \eta$, se suporta paredes divisórias.

Sendo: $l_i = \alpha l$; h a altura da viga; η assumindo os valores de 1.4, 1.0 e 0.8, respectivamente para o A235, A400 e A500; e α igual a 1.0, 0.6, 0.8 e 2.4, respectivamente para vigas simplesmente apoiadas, duplamente encastradas, apoiada numa extremidade e encastrada na outra e em consolas sem rotação de apoio.

Relativamente a lajes, o artigo 102.º do REBAP [1], dispensa a verificação do artigo 72.º se:

- $\frac{l_i}{h} \leq 30 \eta$;
- $\frac{l_i}{h} \leq \left(\frac{180}{l_i} \right) \eta$, se suporta paredes divisórias.

Sendo: $l_i = \alpha l$; h a altura da viga; η assumindo os valores de 1.4, 1.0 e 0.8, respectivamente para o A235, A400 e A500; e α igual a 1.0, 0.6, 0.8, 2.4, 0.7 e 0.5, respectivamente para lajes simplesmente apoiadas armadas numa só direcção, duplamente encastradas armadas numa só direcção, apoiadas num bordo e encastradas no outro armadas numa só direcção, em consola sem rotação de apoio armadas numa só direcção, simplesmente apoiadas armadas em duas direcções e duplamente encastradas armadas em duas direcções.

No caso das lajes aligeiradas a verificação em relação ao estado limite de deformação é efectuada comparando o valor da flecha admissível, definida de acordo com o artigo 72.º do REBAP [1], com o valor da flecha devida à combinação frequente de acções. No cálculo da

flecha instantânea deverão ser utilizados o factor de rigidez definido no respectivo documento de homologação do LNEC. A flecha a longo prazo, em que são tidos em conta os efeitos da deformação do betão ao longo do tempo sob carregamento constante (fluência), poderá ser determinada multiplicando o valor da flecha instantânea por um factor dado pela expressão:

$$1 + \frac{M_{Sg}}{M_{Sg} + \sum \psi_1 M_{Sq}} \times \varphi \cdot$$

Sendo M_{Sg} e $M_{Sg} + \sum \psi_1 M_{Sq}$, respectivamente, os valores dos momentos flectores actuantes devidos às acções permanentes e à combinação frequente de acções e φ é o coeficiente de fluência, a que em geral se pode atribuir o valor 2.

Levando em conta praticamente todos os factores intervenientes na flexão de vigas e lajes, o CEB apresentou mais recentemente ao meio técnico, através de seu "Manuel de Calcul: fissuration et deformations" [88], uma formulação bastante refinada para o cálculo de flechas, com possibilidade inclusive de ter em conta as parcelas resultantes da actuação de esforços cortantes e da deformação de vigas de bordadura submetidas à torção. Essa formulação, embora não muito complexa, é relativamente extensa, apresentando diversos ábacos e tabelas que auxiliam os cálculos, pelo que não será aqui apresentada.

O conhecimento das flechas a longo prazo do componente que serve de suporte à parede e do componente estrutural superior, reveste-se de primordial importância para a adopção das medidas construtivas eficazes no sentido de evitar as anomalias destas paredes relativamente a este tipo de fenómenos. Estas medidas poderão passar pela adopção de maior rigidez à estrutura de suporte e ao componente estrutural superior, à consideração de alvenarias armadas, à adopção de juntas de trabalho entre a alvenaria e o componente estrutural superior e à aplicação de materiais compressíveis para apoio da alvenaria no suporte.

6.3.1.3. Acções horizontais

A acção do vento nas alvenarias produz efeitos no plano da parede e no plano perpendicular à parede. A acção é quantificável de acordo com o RSA [89] e depende, para além da pressão dinâmica do vento, das dimensões e condições de ligação do painel de parede.

No plano da parede a resistência é teoricamente assegurada pela estrutura, embora, se a alvenaria estiver convenientemente ligada à estrutura, os deslocamentos horizontais produzidos na estrutura devidos a esta acção, irão produzir forças horizontais no plano da parede, proporcionais à sua rigidez, formando bielas de compressão diagonais nos painéis de alvenaria, solicitando-a ao corte (figura 6.14). Como já foi referido a resistência ao corte das alvenarias é determinável com diferentes níveis de rigor, convindo no entanto ter presente que

nas alvenarias de preenchimento a ausência de cargas verticais consideráveis, as grandes esbeltezas correntemente usadas e a inexistência ou o preenchimento pouco cuidado das juntas verticais prejudicam esta resistência [14].

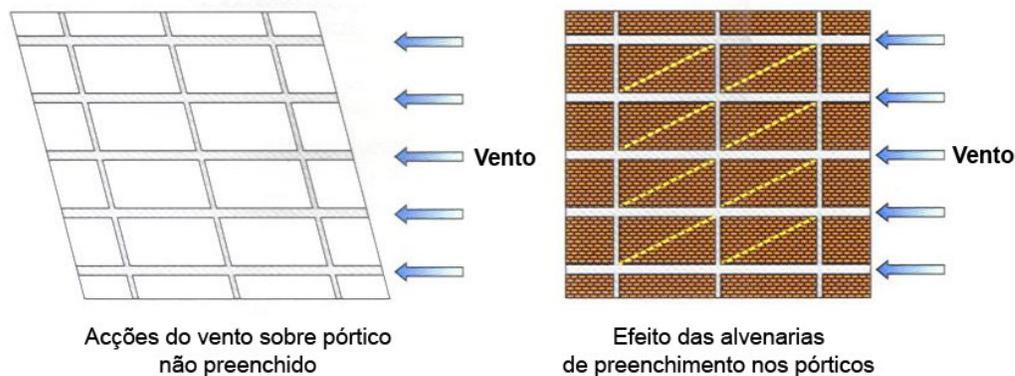


Figura 6.14: Efeito da alvenaria de preenchimento em pórticos [14]

Quanto à acção do vento no plano perpendicular à parede o seu efeito é assimilável ao de um impulso, mobilizando a resistência à flexão da parede (figura 6.15).

A acção do vento sobre a parede é transmitida como uma reacção para a estrutura, em função dos vínculos existentes entre a parede e a estrutura, e da estrutura para o solo. Desta forma, são favoráveis a existência de apoios verticais (paredes ortogonais ou estrutura) para além dos apoios horizontais, assim como, ligações parede/estrutura que consigam mobilizar algum encastramento. A capacidade resistente das paredes a estas acções é diferente na direcção vertical e horizontal, sendo em geral superior no plano perpendicular às juntas horizontais de assentamento. Particularmente difíceis são as situações de paredes com bordos livres, que podem ocorrer em platibandas ou junto de grandes aberturas. A existência de aberturas agrava, naturalmente, o efeito da acção do vento sobre a parede.

Como já foi referido, a resistência, nas duas direcções, à flexão no plano perpendicular às paredes é sobretudo dependente da argamassa e da aderência desta aos elementos. A escolha de composições adequadas das argamassas, com boa retenção de água e um correcto preenchimento das juntas são fundamentais. Para além destas preocupações, a adopção de espessuras que respeitem as esbeltezas máximas já referidas permite, de forma simplificada, assegurar a estabilidade das paredes a esta acção.

No caso das paredes duplas, como se verá adiante, de acordo com o EC6 [2], poder-se-á considerar o contributo dos dois panos, por exemplo calculando uma espessura equivalente, desde que estejam convenientemente travados por ligadores.

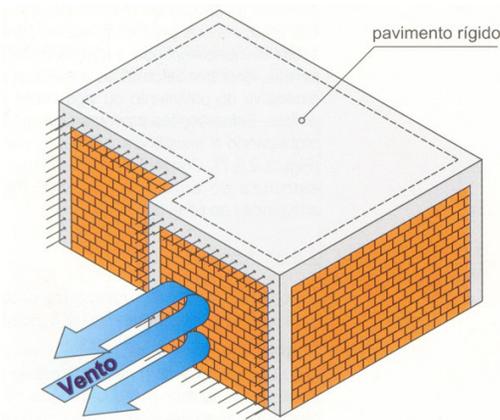


Figura 6.15: Efeito do vento sobre as paredes [14]

Os movimentos sísmicos provocam sobre as construções vibrações horizontais e verticais, sendo as mais importantes as primeiras, pois induzem forças laterais tanto maiores quanto maiores forem a vibração e a massa dos elementos. A integridade dum construção sob a acção dum sismo está associada à elevada resistência da construção, ou à capacidade de se deformar sem perder a integridade.

A acção é quantificável de acordo com o RSA [89] e depende, da sismicidade da zona, da natureza do terreno e da massa em jogo.

Apesar das paredes de alvenaria, objecto desta análise, serem apenas de preenchimento, ocorrendo um sismo ficarão sujeitas a forças horizontais proporcionais aos seus pesos e a esforços resultantes da deformação do conjunto. Se os pavimentos e as coberturas, onde se concentram as principais massas da construção, forem de betão armado, como é corrente entre nós, apresentam uma rigidez e resistência no seu plano, contribuindo para a solidarização global e transferindo a força sísmica para elementos de contraventamento solicitados no seu plano (figura 6.16).

Percebemos assim que a acção do sismo e o comportamento das paredes sob esta acção tem semelhanças com a acção do vento, produzindo efeitos no plano da parede. A importância relativa destas duas acções depende da zona sísmica e da massa da parede.

De forma simplificada, podemos traduzir a acção do sismo no plano perpendicular à parede como um efeito assimilável a um impulso, quantificado de acordo com o ponto 5 do artigo 30.º do RSA [89], mobilizando a resistência à flexão da parede.

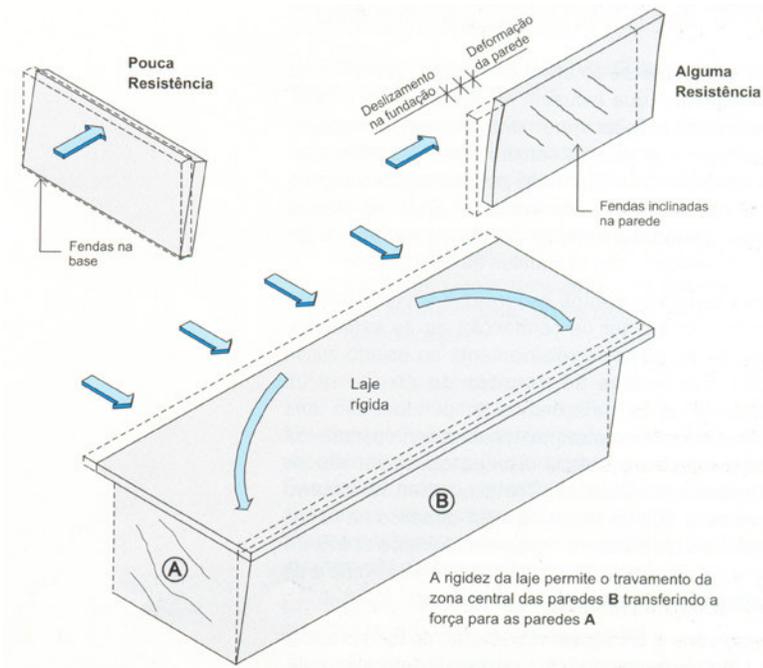


Figura 6.16: Esquemática da resistência das paredes à acção sísmica [14]

Os aspectos que mais condicionam o comportamento das paredes de preenchimento sob a acção dos sismos são [14]:

- Uma adequada ligação à estrutura;
- A resistência ao corte da parede, dependendo dos elementos, da argamassa e do preenchimento das juntas;
- A existência de aberturas e a forma como se distribuem, pois as aberturas reduzem a rigidez e resistência das paredes;
- A capacidade da alvenaria se adaptar a movimentos sem fissurar;
- Os revestimentos, cujo contributo, apesar de em geral ser desprezado, pode ser importante para a estabilidade da parede

Sem prejuízo de análises mais profundas parece dever recomendar-se [14]:

- O respeito das esbeltezas já referidas;
- A melhor ligação possível à estrutura, evitando descontinuidades alvenaria/estrutura;
- Um preenchimento cuidado das juntas;
- A colocação de ligadores nas paredes;
- Reforço dos bordos dos vãos.

6.3.1.4. Efeitos das movimentações térmicas e higroscópicas

As construções estão sujeitas ao efeito de agentes interiores ou exteriores à construção, que induzem efeitos de vária ordem, dos quais podem resultar movimentos e, frequentemente, tensões nos materiais e elementos construtivos, sendo indispensável a consideração destes pequenos movimentos a que estão sujeitas as construções na concepção dos edifícios.

Entre as causas mais frequentes destes movimentos estão as variações de temperatura e de humidade dos elementos de construção.

No que respeita aos movimentos associados a variações de temperatura estes podem ser de contracção ou de expansão, em função do valor da temperatura relativamente ao estado inicial da construção. Em termos de paredes de alvenaria os movimentos associados às variações de temperatura são uma interacção complexa entre os movimentos da própria parede, da estrutura resistente e de outros elementos que a ela se encontrem rigidamente ligados. Trata-se de um fenómeno complexo que depende da amplitude e da taxa da variação da temperatura do componente exposto à radiação solar, que por sua vez irá depender da acção combinada dos seguintes factores: intensidade da radiação solar, absorvência da superfície do componente à radiação solar, emitância da superfície do componente, condutância térmica superficial e de diversas outras propriedades térmicas dos materiais de construção (calor específico, massa específica aparente e coeficiente de condutividade térmica). Daí a grande dificuldade em simular, de forma realista e através do cálculo, estes efeitos nas paredes de alvenaria. Recomendam-se, contudo, um conjunto de medidas e disposições construtivas que visam acautelar o efeito desta acção [30]:

- Procurar diminuir o efeito das acções térmicas sobre as construções, isolando-se e sombreando-as convenientemente, usando cores claras, etc.
- Aumentar a liberdade da construção, prevendo juntas de dilatação relativamente pouco afastadas ao nível das paredes, particularmente no piso imediatamente abaixo da cobertura;
- Melhorar a resistência da alvenaria e dos seus revestimentos nas zonas mais solicitadas.

Quanto às acções da humidade sabemos que os materiais de construção porosos sofrem variações dimensionais com a variação do teor de humidade. Estas variações têm parcelas reversíveis e outras irreversíveis, dependendo do tipo de material e de aspectos relativos à sua produção. Correntemente a parcela irreversível ocorre, geralmente, logo após o fabrico do material e origina-se pela perda ou ganho de água até que se atinja a humidade higroscópica de equilíbrio do material fabricado. Tenderá, passado algum tempo, a assumir valores sem

significado. A parcela reversível ocorre, por variação do teor de humidade do material, ficando delimitada a um intervalo de tempo, mesmo no caso de secar ou saturar completamente o material. Para as situações de humidade corrente das construções o intervalo dentro do qual se situam as variações dimensionais reversíveis é variável com o tipo de material [30].

Registe-se que o tijolo normalmente apresenta pequenas movimentações reversíveis com a variação de temperatura, mas em contrapartida apresenta expansões irreversíveis de grande magnitude por efeito da humidade. Essas expansões começam a ocorrer imediatamente após a cozedura do produto e podem processar-se durante longos períodos. Dependerão fundamentalmente da natureza da argila usada no fabrico e das condições de cozedura dos tijolos.

As movimentações higroscópicas, têm paralelo com as movimentações devidas às variações de temperatura já referidas, embora mais lentas e mais dependentes das condições de execução. A sua simulação é igualmente complexa.

Recomendam-se assim algumas disposições construtivas que visam acautelar estes efeitos:

- Privilegiar materiais com variações dimensionais por efeito da humidade, conhecidas e baixas;
- Privilegiar condições de fabrico e armazenamento que minimizem estes efeitos;
- Desfazar temporalmente a execução das paredes dos seus revestimentos;
- Tratar adequadamente os pontos singulares das paredes para que estes não constituam veículos de humidificação.

6.3.1.5. Cargas fortuitas

Em termos mecânicos as paredes devem ser capazes de suportar algumas cargas fortuitas que sobre elas possam actuar.

Decorre do próprio conceito deste tipo de carga o seu carácter aleatório e de difícil previsão. No entanto conseguimos prever algumas dessas acções devendo adoptar medidas tendentes à minimização dos seus efeitos.

Enumeram-se algumas dessas cargas que devem ser ponderadas na concepção das paredes

- Choques de corpos contra as paredes;
- Cargas suspensas anómalas;
- Acções acidentais durante a construção.

6.3.2. Verificação da estabilidade das paredes de alvenaria sem função estrutural

Nos números seguintes será perspectivada, segundo o EC6 [2], a verificação da estabilidade local das paredes de alvenaria de tijolo sem função estrutural.

O valor característico das acções permanentes, G_k e das acções variáveis, Q_k , devem ser obtidos na NP ENV 1991-1 [90] ou noutro regulamento apropriado, ou pelo Dono de Obra, ou pelo Projectista sob aprovação do Dono de Obra, desde que se observem as disposições mínimas especificadas nos regulamentos aplicáveis ou pelas autoridades competentes. Nas acções variáveis o valor representativo principal é o valor característico, Q_k . Outros valores representativos são expressos em função do valor característico, Q_k , por meio do coeficiente ψ_i . O valor característico da acção do vento, W_k , deve ser tomado igual à força do vento calculada de acordo com a NP ENV 1991-1 [90].

As combinações de cálculo dos estados limites últimos deverão ser efectuadas com os coeficientes parciais de segurança apropriados indicados no EC6 [2]. Nos casos em que forem indicados valores alternativos para coeficientes parciais de segurança, deverão ser usados aqueles que conduzam às condições mais severas.

6.3.2.1. Parede de alvenaria simples sujeitas a acções verticais

A resistência de paredes de alvenaria simples à acção de cargas verticais é função da geometria da parede, do efeito das excentricidades aplicadas e das propriedades da alvenaria.

Admite-se que as secções planas se mantêm planas, que a resistência à tracção da alvenaria na direcção perpendicular às juntas de assentamento é nula e que a relação tensões-extensões é de acordo com o indicado no EC6 [2].

No dimensionamento das paredes de alvenaria à acção de cargas verticais devem-se tomar em consideração os seguintes aspectos: os efeitos do carregamento a longo prazo; os efeitos de segunda ordem; as excentricidades calculadas em função do conhecimento do sistema de paredes, da interacção entre pavimentos e das paredes de travamento; as excentricidades devidas a imperfeições da construção e diferenças nas propriedades dos elementos individuais.

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 da parede, N_{Rd} :

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}.$$

O valor de cálculo da resistência vertical de uma parede de alvenaria simples por unidade de comprimento, N_{Rd} , é dado por:

$$N_{Rd} = \frac{\Phi_{i,m} t f_k}{\gamma_M}$$

em que:

$\Phi_{i,m}$ é o coeficiente de redução da capacidade, Φ_i ou Φ_m , conforme o caso, função dos efeitos de esbelteza e de excentricidade do carregamento;

f_k é a resistência característica à compressão da alvenaria;

γ_M é o coeficiente parcial de segurança do material;

t é a espessura efectiva da parede, tendo em conta a profundidade do ressalto provocado pelo acabamento das juntas sempre que este for superior a 5 mm.

A esbelteza de uma parede não deve ser superior a 27:

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 27 .$$

Onde:

$$t_{ef} = \sqrt[3]{t_1^3 + t_2^3} ;$$

$$h_{ef} = \rho_n h .$$

em que:

t_{ef} é a espessura efectiva de uma parede dupla;

t_1, t_2 são as espessuras dos panos da parede dupla;

h_{ef} é a altura efectiva da parede;

h é o pé-direito do piso;

ρ_n é um factor de redução, em que $n = 2, 3$ ou 4 dependendo do número de apoios dos bordos da parede.

Na verificação dos estados limites últimos, o valor de cálculo da resistência de uma parede de alvenaria simples sujeita a cargas concentradas deve ser superior ao valor de cálculo da carga concentrada na parede.

Nos casos em que uma parede, construída com unidades de alvenaria do Grupo 3 e no caso de se utilizar assentamento por faixas, estiver sujeita a uma carga concentrada, deve-se verificar que, localmente sob o apoio da carga concentrada, o valor de cálculo da tensão de compressão não ultrapassa o valor dado por:

$$\frac{f_k}{\gamma_M}$$

em que:

- f_k é o valor característico da resistência à compressão da alvenaria;
- γ_M é o coeficiente parcial de segurança do material;

A excentricidade da carga em relação ao eixo da parede não deve ser superior a $t/4$ (figura 6.17).

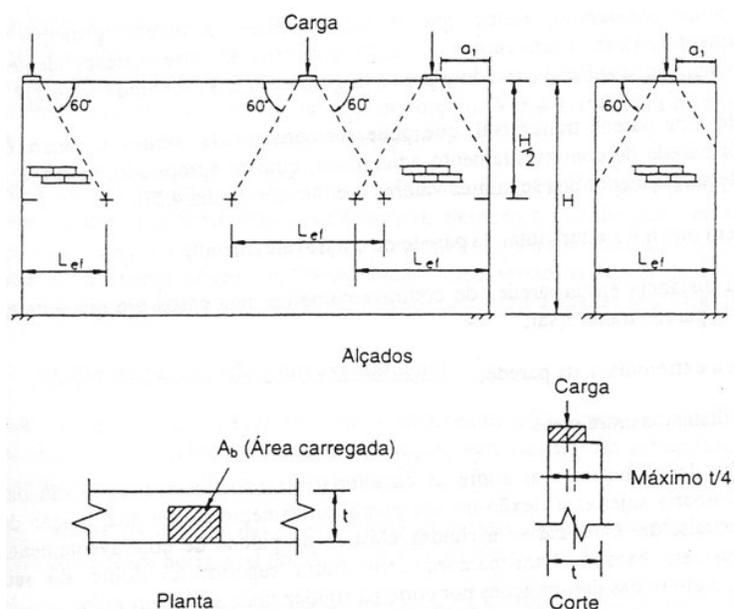


Figura 6.17: Paredes sujeitas a cargas concentradas

Deverá ser cumprido, em todos os casos:

$$N_{Rd} = \frac{\Phi_{i,m} t f_k}{\gamma_M},$$

a meia altura da parede, por baixo da zona sob a qual se exercem cargas, tomando em consideração os efeitos de qualquer outro carregamento vertical que se sobreponha, particularmente, no caso em que as cargas concentradas estejam suficientemente próximas umas das outras, de tal forma que os seus comprimentos efectivos se sobreponham.

6.3.2.2. Parede de contraventamento de alvenaria simples

A resistência a acções horizontais é assegurada, em geral, através de um sistema constituído pelos pavimentos e paredes de contraventamento. O sistema estrutural deve ser tal que a resistência a acções horizontais seja superior aos efeitos das acções actuantes.

As aberturas nas paredes de contraventamento podem afectar consideravelmente o seu comportamento e, no caso de existirem, a sua presença deve ser tida em conta; podendo-se utilizar abordagens simplificadas quando tal for justificável.

Os roços e as cavidades diminuem a capacidade resistente ao corte de uma parede. Esta diminuição pode ser considerada desprezável desde que os roços e as cavidades estejam dentro de certos limites. Se o tamanho, número ou localização dos roços ou das cavidades não cumprirem esses limites, a resistência ao corte da parede deve ser verificada utilizando a espessura reduzida da parede na zona dos roços ou das cavidades.

Parte de uma parede transversal pode funcionar como um banzo para uma parede de contraventamento, aumentando a sua rigidez e resistência; este banzo pode ser tido em conta no dimensionamento, desde que a ligação entre a parede principal de contraventamento ao banzo seja capaz de resistir às acções de corte correspondentes e desde que o banzo não sofra encurvadura para a largura estimada.

A largura de uma parede transversal, que pode ser considerada como um banzo, é a espessura da parede de contraventamento adicionada, quando apropriado, de um e do outro lado desta, do menor dos seguintes valores (figura 6.18):

- $2h_{tot}/10$, em que h é a altura total da parede de contraventamento;
- Metade da distância entre paredes de contraventamento, nos casos em que estejam ligadas pela parede transversal;
- A distância à extremidade da parede;
- Metade da distância entre pisos.

Na verificação dos estados limites últimos, a parede de contraventamento e qualquer banzo de uma parede transversal devem ser verificadas para as acções verticais e as acções de corte.

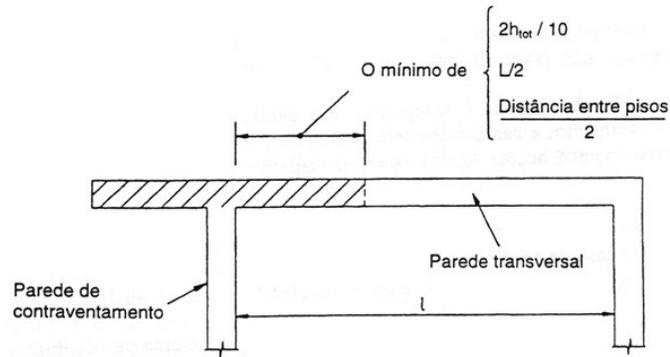


Figura 6.18: Largura de banço que pode ser considerado para paredes de contraventamento

O comprimento e espessura resistentes efectivos das paredes ou banços devem ser determinados tendo em conta as aberturas, roços ou cavidades e desprezando as zonas sujeitas a tensões verticais de tracção.

As ligações entre paredes de contraventamento e banços das paredes transversais, consideradas na análise, devem ser verificadas ao corte vertical.

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} , por forma a que $V_{Sd} \leq V_{Rd}$.

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk} t l_c}{\gamma_M}$$

em que:

- f_{vk} é o valor característico da resistência ao corte da alvenaria;
- t é a espessura da parede;
- l_c é a largura da parte comprimida da parede, desprezando qualquer parte da parede que esteja à tracção;
- γ_M é o coeficiente parcial de segurança do material.

A largura da parte comprimida da parede, l_c , deve ser calculada admitindo uma distribuição triangular de tensões.

6.3.2.3. Paredes de alvenaria simples sujeitas a acções laterais

Na verificação de uma parede sujeita a uma acção lateral, em relação aos estados limites últimos, o valor de cálculo da resistência lateral deverá ser superior ou igual ao valor de cálculo da acção lateral.

O cálculo de paredes de alvenaria sujeitas predominantemente a acções laterais do vento pode ser efectuado com base nos métodos aproximados indicados no número 7.3.4.2, no caso da parede estar apoiada ao longo de alguns dos seus bordos (figura 6.19), ou no número 7.3.4.3, no caso de se considerar o efeito de arco na parede (figura 6.20).

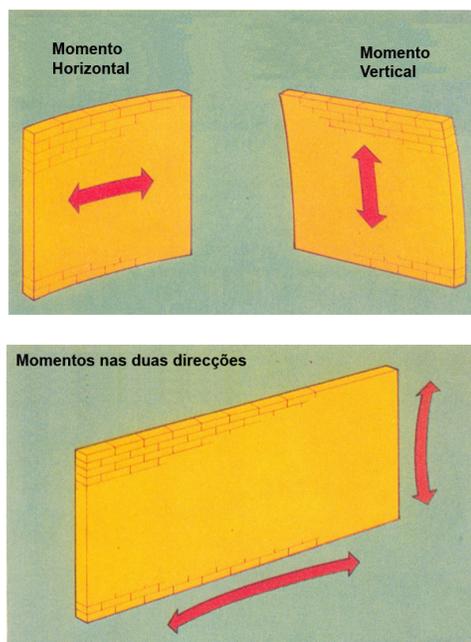


Figura 6.19: Consideração da parede apoiada nos bordos [91]

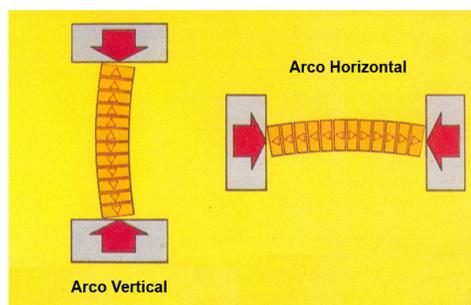


Figura 6.20: Consideração do efeito de arco da parede [91]

Método de cálculo de uma parede apoiada ao longo dos bordos

As paredes de alvenaria não são isotrópicas, existindo um coeficiente de resistência ortogonal que depende das unidades de alvenaria e da argamassa utilizadas.

O valor de cálculo do momento actuante na parede, M_d , deve ter em conta as propriedades da alvenaria e pode ser considerado igual a:

$$M_{sd} = \alpha W_k \gamma_F L^2 \text{ por unidade de altura da parede}$$

no caso do plano de rotura ser perpendicular à junta de assentamento, isto é, na direcção de f_{xk2} , ou

$$M_{sd} = \mu \alpha W_k \gamma_F L^2 \text{ por unidade de comprimento da parede}$$

no caso do plano de rotura ser paralelo à junta de assentamento, isto é, na direcção de f_{xk1} ;

em que:

- α é um coeficiente de momento flector, que depende do coeficiente de ortogonalidade, μ , do grau de encastramento dos painéis de parede nos bordos e da relação entre a altura e o comprimento do painel e que é obtido através de uma teoria adequada, figuras 6.21 e 6.22;
- γ_F é o coeficiente parcial de segurança relativo às acções;
- μ é a relação entre as resistências características à flexão nas duas direcções ortogonais, f_{xk1}/f_{xk2} ;
- L é o comprimento do painel de parede entre apoios;
- W_k é o valor característico da acção do vento por unidade de área.

O valor de cálculo do momento resistente lateral de uma parede de alvenaria, M_{Rd} , é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{f_{xk} Z}{\gamma_M}$$

em que:

- f_{xk} é a resistência característica à flexão da alvenaria, para o plano de flexão apropriado;
- Z é o módulo de flexão da parede.

No caso da existência de aberturas na parede, esta poderá ser decomposta em diversos painéis, conforme esquema representativo apresentado na figura 6.23.

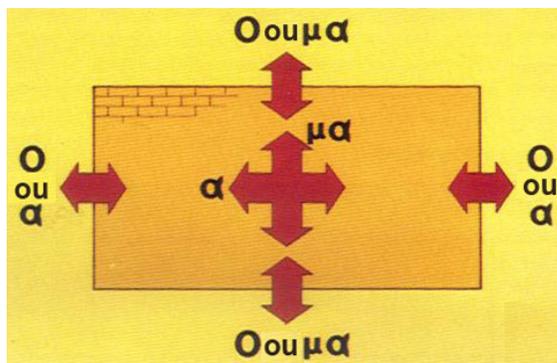


Figura 6.21: Esquema de distribuição dos coeficientes dos momentos [91]

Coefficiente de momento flector α

Painel tipo				
h/L				
0.5	0.065	0.040	0.035	-
1.0	0.091	0.050	0.065	0.098
1.5	0.125	0.083	0.081	0.144

Bordo livre
 Bordo encastrado
 Bordo apoiado

Figura 6.22: Valores dos coeficientes α em função do tipo de painel e da relação h/L [91]

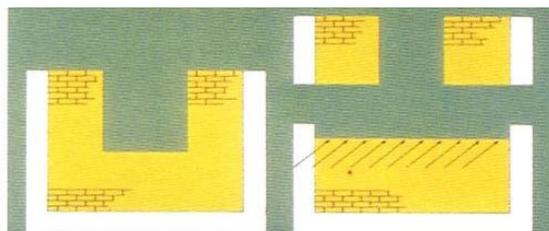


Figura 6.23: Paredes com aberturas [91]

Método de cálculo do efeito de arco entre apoios

No caso de uma parede de alvenaria ser construída solidamente entre apoios capazes de resistir ao impulso de arco, tal como descrito em seguida, ou no caso de um conjunto de paredes serem construídas de forma contínua sobre os apoios, a parede pode ser dimensionada admitindo que se desenvolve um arco vertical ou horizontal na espessura da parede.

O cálculo deve basear-se num arco de três rótulas, considerando espessuras nos apoios e na rótula central iguais a 0,1 vezes a espessura da parede, (figura 6.24).

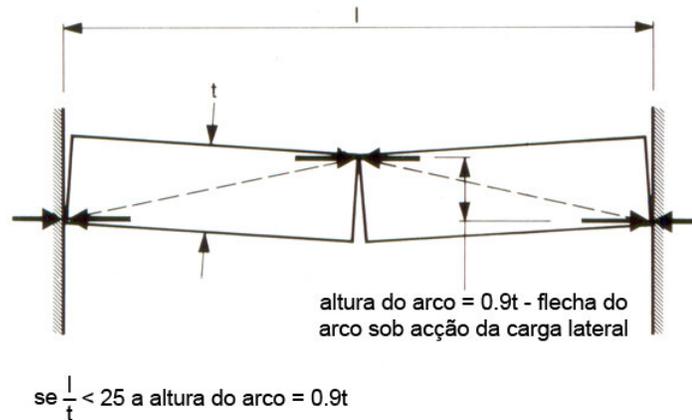


Figura 6.24: Características geométricas do arco de 3 rótulas [82]

O impulso do arco deve ser estimado a partir do conhecimento da carga lateral aplicada, da resistência da alvenaria à compressão e da eficácia da ligação entre a parede e o apoio que resiste ao impulso. O efeito de arco pode ser reduzido significativamente por uma pequena alteração do comprimento da parede sujeita a este efeito. Consequentemente, devem ser tomadas as devidas providências se a alvenaria for construída com unidades de alvenaria que possam sofrer retracção em condições de serviço.

A altura do arco é dada por:

$$0,9 t - d$$

em que:

- t é a espessura da parede
- d é a flecha do arco sob acção da carga lateral; este deslocamento pode ser considerado igual a zero para paredes com uma relação entre vão e espessura igual a 25 ou inferior.

O impulso resistente de cálculo do arco por unidade de largura de parede pode ser admitido igual a:

$$1.5 \frac{f_k}{\gamma_M} \frac{t}{10}$$

e, no caso de a flecha lateral ser reduzida, a resistência lateral de cálculo é dada por:

$$q_{lat} = 1.5 \frac{f_k}{\gamma_M} \left(\frac{t}{L} \right)^2$$

em que:

- q_{lat} é a resistência lateral de cálculo por unidade de área de parede;
- t é a espessura da parede;
- f_k é a resistência característica à compressão da alvenaria;
- L é o comprimento da parede;
- γ_M é o coeficiente parcial de segurança do material.

Ligadores de parede

Nos casos em que as paredes, particularmente as paredes duplas, estiverem sujeitas à acção lateral do vento, os ligadores entre os dois panos de parede devem ser capazes de transmitir as acções do vento do pano solicitado para o outro pano, parede de tardo ou apoio.

O número mínimo de ligadores de parede por unidade de área deve ser obtido da seguinte expressão:

$$\gamma_M \frac{W_{Sd}}{F_t}$$

em que:

- W_{Sd} é o valor de cálculo da acção horizontal do vento, por unidade de área, a ser transmitida;
- F_t é a resistência característica à tracção ou compressão de um ligador de parede, conforme apropriado à situação de cálculo, obtida através de ensaios de acordo com a EN 846-5 [92] ou EN 846-6 [93];
- γ_M é o coeficiente parcial de segurança relativo a ligadores de parede.

A acção horizontal do vento que actua na parede deve ser calculada de acordo com a NP ENV 1991-1 [90]. Para tal nas paredes duplas, a acção horizontal de cálculo por unidade de comprimento a ser transmitida de um pano para outro, W_{Sd} , deve ser determinada dividindo a acção do vento actuando na parede pelos dois panos, proporcionalmente à sua resistência lateral.

No caso de uma parede de face à vista, W_{Sd} deve ser calculado considerando que os ligadores são necessários para transmitir toda a carga horizontal de cálculo da parede exposta ao vento para a estrutura de suporte.

6.3.2.4. Vigas de alvenaria armada sujeitas a acções verticais

Este número é aplicável a vigas, carregadas verticalmente, onde a relação entre a altura total da viga e o vão efectivo, seja no máximo, 0.5.

Relativamente ao estado limite último, o valor de cálculo do momento actuante numa viga de alvenaria armada, M_{Sd} , deve ser menor ou igual ao valor de cálculo do momento resistente da viga, M_{Rd} , isto é:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

Para efeitos de cálculo da área de armadura, a viga pode ser considerada como simplesmente apoiada, sendo a área de armadura, A_s , necessária na zona inferior da viga determinada por:

$$A_s = \frac{M_{Rd} \gamma_s}{f_{yk} z}$$

em que:

- M_{Rd} é o valor de cálculo do momento resistente;
- f_{yk} é o valor característico da tensão de cedência da armadura;
- γ_s é o coeficiente parcial de segurança relativo ao aço;
- z é o braço do binário resistente que pode ser considerada igual a 0.8 h;
- h é a altura total da viga

Para a verificação da segurança em relação ao estado limite último, não é necessária armadura de esforço transversal se o valor de cálculo da resistência ao corte da viga de alvenaria armada, V_{Rd1} , for superior ou igual ao valor de cálculo do esforço transversal actuante, V_{Sd} , isto é:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

em que:

- V_{Sd} é o valor de cálculo do esforço transversal na face de apoio;
- V_{Rd1} é o valor de cálculo da resistência ao corte da viga-parede de alvenaria armada.

$$V_{Rd1} = \frac{f_{vk} bd}{\gamma_M}$$

- b é largura mínima da viga na sua altura útil;
- d é a altura útil da viga, que pode ser considerada igual a $0.84 h$;
- f_{vk} é o valor característico da resistência à compressão da alvenaria na direcção do carregamento ou do betão de enchimento, aquele valor que for menor;
- γ_M é o coeficiente parcial de segurança relativo à alvenaria ou ao betão de enchimento.

6.3.2.5. Vigas-parede de alvenaria armada sujeitas a acções verticais

Este número é aplicável a paredes, ou partes de paredes, carregadas verticalmente com aberturas tal que a relação entre a altura total da parede acima da abertura e o vão efectivo da abertura seja, no mínimo, 0.5.

O dimensionamento destas vigas pode ser efectuado considerando o vão efectivo da viga como sendo igual a:

$$l_{ef} = 1.15 L$$

em que:

- L é o vão livre da abertura;
- z é o braço do binário resistente, que pode ser tomado igual ao menor dos seguintes valores:

$$z = 0.7 l_{ef}, \text{ ou}$$

$$z = 0.4 h + 0.2 l_{ef}$$

em que:

- l_{ef} é o vão teórico da viga;
- h é a altura total da parede.

A zona comprimida da viga-parede deve ser verificada à encurvadura, caso não esteja contraventada, e a resistência à compressão nos apoios deve também ser verificada.

Relativamente ao estado limite último, o valor de cálculo do momento actuantes numa viga-parede de alvenaria armada, M_{Sd} , deve ser menor ou igual ao valor de cálculo do momento resistente da viga, M_{Rd} , isto é:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

Devem ser tidas em conta todas as cargas verticais actuantes na parte da parede situada acima do vão teórico, excepto se as cargas puderem ser transmitidas de outra forma, por exemplo por pavimentos superiores que actuem como tirantes. No entanto, o método de dimensionamento não pode ter em conta cargas que sejam aplicadas ao longo da altura útil da viga.

Para efeitos de cálculo da área de armadura, a viga-parede pode ser considerada como simplesmente apoiada (figura 6.25).

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

$$A_s = \frac{M_{Rd} \gamma_s}{f_{yk} z}$$

em que:

- M_{Rd} é o valor de cálculo do momento resistente;
- f_{yk} é o valor característico da tensão de cedência da armadura;
- γ_s é o coeficiente parcial de segurança relativo ao aço;
- z é o braço do binário resistente.

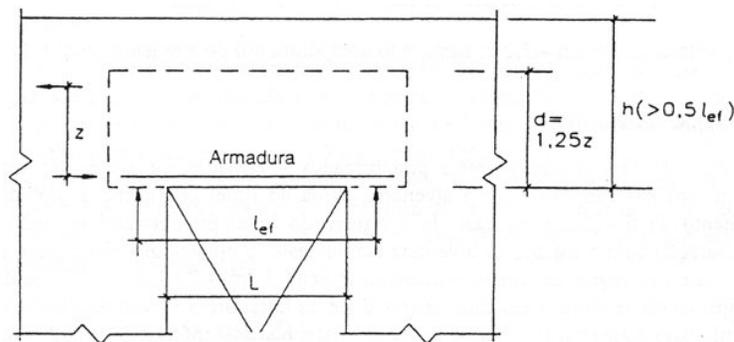


Figura 6.25: Representação de uma viga parede

Para controlar a fendilhação, 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: $0.5 l_{ef}$ ou $0.5 d$.

Os varões da armadura devem ser contínuos ou convenientemente emendados ao longo de todo o vão teórico, l_{ef} , e devem ter o comprimento de amarração adequado.

Em caso algum, o momento resistente, M_{Rd} , deve ser considerado superior a:

$$\frac{0.4 f_k b d^2}{\gamma_M}$$

em que:

- b é a largura de viga;
- d é a altura útil da viga, que pode ser considerada igual a $1.25 z$;
- z é o braço do binário resistente na viga;
- f_k é o valor característico da resistência à compressão da alvenaria na direcção do carregamento ou do betão de enchimento, considerando-se o valor que for menor;
- γ_M é o coeficiente parcial de segurança relativo à alvenaria ou ao betão de enchimento.

Para a verificação da segurança em relação ao estado limite último, não é necessária armadura de esforço transverso 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 transverso actuante, V_{Sd} , isto é:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

em que:

- V_{Sd} é o valor de cálculo do esforço transverso na face de apoio;
- V_{Rd1} é o valor de cálculo da resistência ao corte da viga-parede de alvenaria armada.

$$V_{Rd1} = \frac{f_{vk} b d}{\gamma_M}$$

em que:

- b é largura mínima do elemento na sua altura útil;
- d é a altura útil do elemento, admitindo $d=1.25z$
- f_{vk} é o valor característico da resistência à compressão da alvenaria na direcção do carregamento ou do betão de enchimento, aquele valor que for menor;
- γ_M é o coeficiente parcial de segurança relativo à alvenaria ou ao betão de enchimento.

7. Determinação experimental das características mecânicas de uma parede de tijolo simples

7.1. Âmbito da análise experimental

O âmbito da investigação vai incidir sobre as paredes simples em alvenaria de tijolo furado, com dois tipos de espessuras, tendo sido considerado para tal o tijolo furado 30x20x11 cm e o 30x20x15 cm. Cada uma destas paredes vai ser considerada com dois tipos distintos de argamassa de assentamento dos elementos cerâmicos: uma argamassa de cimento e areia ao traço volumétrico de 1:5, designado por “MO1”; e uma argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia ao traço volumétrico 1:2:9, designado por “MO2”.

7.2. Objectivos da análise experimental

Os objectivos da investigação são, para as paredes simples em alvenaria de tijolo furado nas espessuras anteriormente considerados e combinadas com os dois tipos de argamassa de assentamento referidas, determinar: a resistência característica à compressão, f_k , o módulo de elasticidade, E , o módulo de distorção, G , a resistência característica ao corte, f_{vk} , e a resistência característica à flexão, f_{xk1} e f_{xk2} .

7.3. Avaliação experimental realizada em laboratório

Para o desenvolvimento do trabalho serão avaliadas experimentalmente várias características dos componentes da alvenaria e de provetes tipo “murete”, que se referem:

- Agregados: análise granulométrica e baridade;
- Argamassas frescas: consistência e teor de ar;
- Argamassas endurecidas: resistência à compressão e à tracção;
- Tijolos: dimensões, absorção de água e resistência à compressão;
- Provetes tipo “murete” de alvenaria de tijolo: resistência à compressão, módulo de elasticidade e resistência à flexão.

7.4. Avaliação teórico-experimental

Avaliação teórico-experimental, mediante a aplicação de expressões do EC6 [2] no sentido de obter algumas características mecânicas das paredes de tijolo pertencentes ao âmbito da investigação, a partir do conhecimento experimental das características mecânicas dos

componentes dessas mesmas paredes, as quais se referem: a resistência característica à compressão, f_k , o módulo de elasticidade, E ; o módulo de distorção, G , a resistência característica ao corte, f_{vk} . Será também efectuada a análise comparativa entre os valores das características mecânicas obtidas por via experimental referidas a provetes “murete” e os valores das mesmas características obtidos por análise teórica.

7.5. Agregados

O agregado seleccionado para este trabalho é uma areia rolada de origem siliciosa, proveniente do rio Douro. A razão desta escolha, reside no facto de na actualidade, este material ser correntemente comercializado para o fabrico de argamassas destinadas ao assentamento de tijolo na região do Grande Porto.

Este agregado foi usado na composição de todas as argamassas confeccionadas para a produção das alvenarias, sobre as quais incidiu a experimentação.

7.5.1. Análise granulométrica

Para a realização da análise granulométrica recorreu-se à Norma Portuguesa NP 1379 [94], sendo posteriormente verificado o enquadramento desta nos fusos recomendados pela BS 1200 [39] e ASTM C144 [40].

Refira-se no entanto a existência de duas Normas Europeias, a EN 1015-1 [95] e a EN 13139 [96], destinadas, respectivamente, à análise granulométrica dos agregados e à definição do fuso recomendado para os agregados. Contudo não foram usadas nesta investigação por indisponibilidade das mesmas.

7.5.1.1. Descrição do ensaio

Uma amostra do agregado foi submetida a peneiração para separação das fracções granulométricas de acordo com a Norma Portuguesa NP 1379 [94], utilizando-se a série de peneiros ASTM de malha quadrada. Secaram-se os agregados em estufa a 105 °C, durante 24 horas. Os peneiros normalizados colocaram-se no agitador mecânico por ordem decrescente e submeteram-se à vibração durante 5 minutos (figura 7.1). Terminada a peneiração pesou-se o material retido em cada peneiro, sendo o peso total do material retido nos diversos peneiros 1009.084 gr.

7.5.1.2. Resultados

Os resultados obtidos são apresentados no quadro 7.1, sendo elaborado a partir deste o gráfico que se apresenta na figura 7.2. O módulo de finura, η , obtido para este agregado foi de 2.81.



Figura 7.1: Vista do agitador mecânico

Quadro 7.1: Granulometria do agregado

NUMERO DO PENEIRO ASTM	MALHA DO PENEIRO ASTM (mm)	MATÉRIA QUE PASSA NOS PENEIROS	
		Peso (kg)	%
4	4.75	998.344	98.94
8	2.36	920.263	91.20
16	1.18	749.503	74.28
30	0.600	405.163	40.15
50	0.300	127.140	12.60
100	0.150	13.530	1.34
200	0.075	0.840	0.08

Os gráficos das figuras 7.3, 7.4 e 7.5 apresentam os fusos recomendados para as areias destinadas ao assentamento dos elementos das alvenarias de acordo com a BS 1200 [39] e ASTM C144 [40], de modo a verificar o enquadramento da granulometria do agregado nos limites superior e inferior dos respectivos fusos.

7.5.1.3. Análise de resultados

Pela análise da curva granulométrica do agregado proposto para o estudo, constata-se que esta tem um desenvolvimento muito próximo dos limites superiores dos fusos recomendados pelas normas anteriormente referidas, podendo perfeitamente enquadrar-se, de acordo com a BS 1200 [39], numa areia do tipo S. Por outro lado, o módulo de finura, 2.81, obtido é muito próximo dos módulos de finura dos limites superiores indicados, sendo respectivamente 2.82 e 2.97 para as areias tipo G e tipo S da BS 1200 [39] e 2.83 para a areia indicada na ASTM C144 [40].

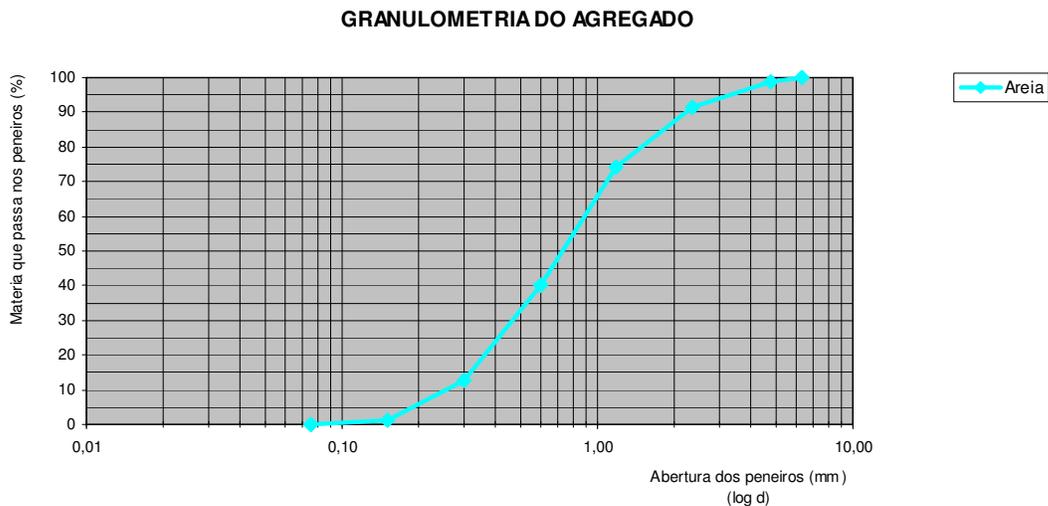


Figura 7.2: Granulometria do agregado

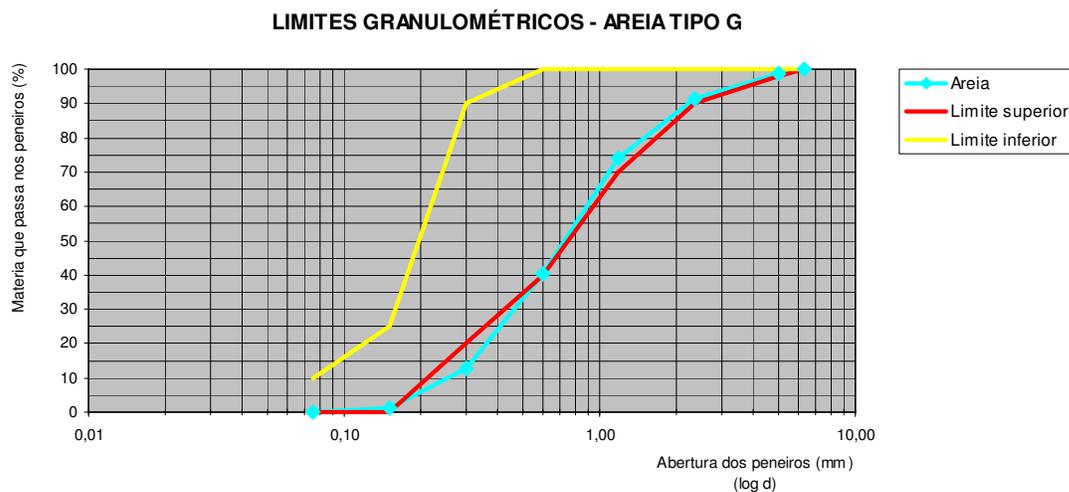


Figura 7.3: Limites granulométricos para uma areia do tipo G (BS 1200)

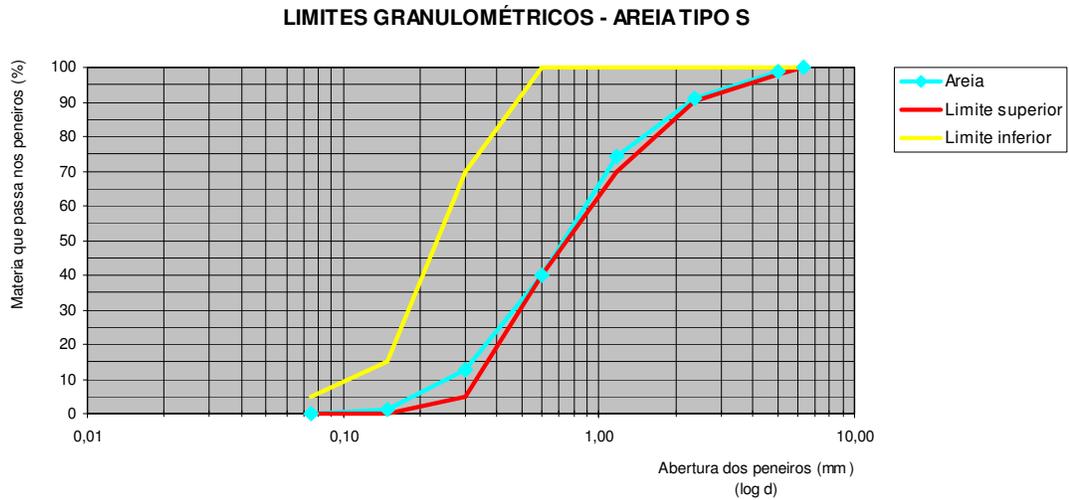


Figura 7.4: Limites granulométricos para uma areia do tipo S (BS 1200)

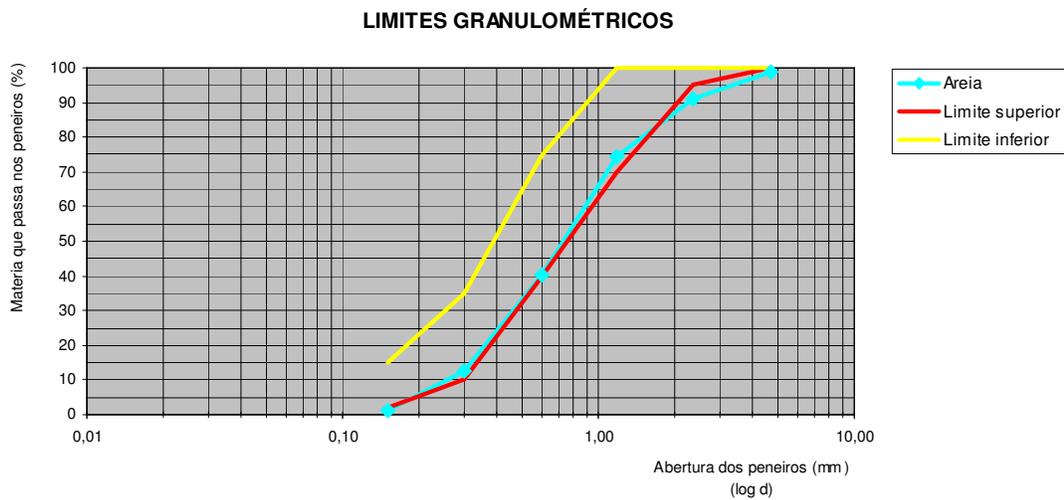


Figura 7.5: Limites granulométricos para uma areia (ASTM C144)

7.5.2. Determinação da baridade

Para a determinação da baridade recorreu-se à NP 955 [97].

7.5.2.1. Descrição do ensaio

Secaram-se os agregados em estufa a 105 °C -110 °C até obter massa constante. Uma amostra do agregado foi colocada num recipiente cilíndrico de capacidade, V , e massa, m_1 ,

sendo posteriormente, o recipiente cheio com os agregados e determinada a massa do conjunto, m_2 .

7.5.2.2. Resultados

A baridade do agregado seco é dada pela expressão:

$$\frac{m_2 - m_1}{V} \times 1000 \text{ Kg/m}^3$$

Sendo:

- $m_1 = 0.196 \text{ kg}$;
- $m_2 = 4.937 \text{ kg}$;
- $V = 3 \text{ dm}^3$.

Resulta que a baridade do agregado seco é de:

$$\frac{4.937 - 0.196}{3} \times 1000 = 1580.3 \text{ kg/m}^3$$

7.5.3. Determinação da água unitária de molhagem

Conhecida a análise granulométrica, poder-se-ão conhecer as várias águas unitárias de molhagem do agregado, para os diversos tipos de consistência pretendida, com recurso à fórmula de Bolomey.

O cálculo para a determinação das várias águas unitárias de molhagem do agregado, encontra-se demonstrado nos quadros 7.2 e 7.3.

Expressão da água unitária de molhagem do agregado, a_{ar} , é baseada na fórmula de Bolomey:

$$a_{ar} = N \times \sum \frac{(r_i/100)}{\sqrt[3]{d_i \times d_{i-1}}} + 0.22 \times (r_{\leq 0.2}/100)$$

em que:

- N valor variável, função da consistência pretendida e do tipo de agregado (rolado ou britado)
- r_i é a percentagem de retidos no peneiro i ;
- d_i é a dimensão da malha do peneiro i , em mm;
- $r_{\leq 0.2}$ é a percentagem de retidos abaixo do peneiro n.º 200, inclusive.

Quadro 7.2: Determinação da água de molhagem do agregado

PENEIROS		PASSADOS		RETIDOS		$\sqrt[3]{d_i \times d_{i-1}}$	$\frac{(r_i/100)}{\sqrt[3]{d_i \times d_{i-1}}}$
Número	Malha, d_i (mm)	Peso (gr)	%	r_i (%)	Acumulado (%)		
3/8"	9.525	0.000	100.00	0.00	0.00	0.00000	
4	4.750	998.344	98.94	1.06	1.06	3.56330	0.00299
8	2.360	920.263	91.20	7.74	8.80	2.23804	0.03457
16	1.180	749.503	74.28	16.92	25.72	1.40690	0.12028
30	0.600	405.163	40.15	34.12	59.85	0.89127	0.38287
50	0.300	127.140	12.60	27.55	87.40	0.56462	0.48797
100	0.150	13.530	1.34	11.26	98.66	0.35569	0.31653
200	0.075	0.840	0.08	1.26	99.92		
Resto				0.08	100.00		
Total				100.00			
Módulo de finura, η					2.81	Total	1.34521

Quadro 7.3: Valores unitários da água de molhagem, para vários valores de N

Fórmula de Bolomey						
Valores de N	0.085	0.090	0.095	0.100	0.105	0.110
Valores unitários da água de molhagem - a_{ar}	0.117	0.124	0.131	0.137	0.144	0.151

O valor unitário da água de molhagem, a_{ar} , adoptado no presente estudo foi 0.144, pois foi aquele que mais se adaptou ao tipo de consistência pretendida.

7.6. Argamassas

As argamassas consideradas no presente estudo, como já foi referido, são de dois tipos:

- “MO1” uma argamassa de cimento e areia ao traço volumétrico de 1:5;
- “MO2” uma argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia ao traço volumétrico 1:2:9.

7.6.1. Análise da composição das argamassas

A caracterização dos constituintes das argamassas usadas na experimentação é a indicada no quadro 7.4.

Quadro 7.4: Caracterização dos constituintes das argamassas

CONSTITUINTES	MASSA VOLÚMICA		ÁGUA UNITÁRIA DE MOLHAGEM (dm ³ /kg)
	ABSOLUTA	APARENTE	
	(kg/dm ³)	(kg/dm ³)	
CIMENTO TIPO II/B-L 32.5 N	3.15	1.20	0.260
CAL HIDRATADA CL80	2.00	0.60	0.130
AREIA	2.65	1.58	0.144

Os valores da massa volúmica e da água unitária de molhagem apresentados no quadro 7.4, referentes ao cimento tipo II/B-L 32.5 N, foram obtidos a partir do quadro 3.19, sendo os da cal hidratada CL80 obtidos a partir do quadro 3.14 e os da areia determinados nos números 7.5.2. e 7.5.3..

7.6.1.1. Argamassa “MO1”

É uma argamassa de cimento e areia ao traço volumétrico de 1:5, sendo o traço em peso dado pelo quadro 7.5.

Quadro 7.5: Composição em volume e em peso da argamassa “MO1”

CONSTITUINTES	COMPOSIÇÃO	
	VOLUME (dm ³)	PESO (kg)
CIMENTO TIPO II/B-L 32.5 N	1	1.20
AREIA	5	7.90

O volume a considerar para a água de amassadura é dado pela expressão (ver 3.2.5):

$$a = \frac{A}{\rho} = \frac{a_{ci} \times C_i + a_{ar} \times A_r}{\rho}$$

em que:

- C_i é a massa do cimento usada na composição;
- a_{ci} é a água unitária da amassadura do cimento;

- Ar é a massa da areia usada na composição;
- a_{ar} é a água unitária de molhagem da areia
- ρ é a massa volúmica da água, que consideramos igual a 1 kg/ dm^3 .

Donde resulta:

$$a = \frac{A}{1} = \frac{0.260 \times 1.20 + 0.144 \times 7.90}{1} = 1.45 \text{ dm}^3$$

O volume aparente da argamassa é dado pela expressão:

$$X = \frac{c_i + ar + a}{1 - 0.01L}$$

em que:

- $c_i = \frac{C_i}{\mu_{c_i}}$ é o volume absoluto do cimento, que se poderá calcular pelo quociente entre a sua massa e a massa volúmica absoluta;
- $ar = \frac{Ar}{\mu_{ar}}$ é o volume absoluto da areia, que se poderá calcular pelo quociente entre a sua massa e a massa volúmica absoluta;
- L é o teor de ar da argamassa.

Assim, sendo $L = 30.4\%$ determinado segundo 7.6.3., resulta:

$$X = \frac{\frac{1.20}{3.15} + \frac{7.90}{2.65} + 1.45}{1 - 0.01 \times 30.4} = 6.9 \text{ dm}^3$$

Verifica-se que:

- A dosagem de cimento, por m^3 de argamassa, é de:

$$\frac{\text{massa de cimento}}{X} = \frac{1.2}{6.9} \times 1000 = 173.6 \text{ kg/m}^3$$

- O volume aparente da areia, por m^3 de argamassa, é de:

$$\frac{\text{volume aparente da areia}}{X} = \frac{5.0}{6.9} \times 1000 = 724.6 \text{ litros/m}^3$$

E assim o rendimento da argamassa, η , é de:

$$\eta = \frac{\text{volume aparente da argamassa}}{\text{volume aparente da areia}} = \frac{6.9}{5.0} = 1.38$$

Podemos afirmar que estamos em presença de uma argamassa gorda.

O volume da água de amassadura, por m³ de argamassa, é de:

$$\frac{a}{X} = \frac{1.45}{6.90} \times 1000 = 210.1 \text{ litros/m}^3$$

Mas estes cálculos referem-se às areias com um teor de humidade igual a zero.

7.6.1.2. Argamassa “MO2”

É uma argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia ao traço volumétrico 1:2:9, sendo o traço em peso dado pelo quadro 7.6.

Quadro 7.6: Composição em volume e em peso da argamassa “MO2”

CONSTITUINTES	COMPOSIÇÃO	
	VOLUME (dm ³)	PESO (kg)
CIMENTO TIPO II/B-L 32.5 N	1	1.20
CAL HIDRATADA CL80	2	1.20
AREIA ⁽³⁾	9	14.22

O volume a considerar para a água de amassadura é dado pela expressão (ver 3.2.5):

$$a = \frac{A}{\rho} = \frac{a_{ci} \times Ci + a_{ca} \times Ca + a_{ar} \times Ar}{\rho}$$

em que:

- Ci é a massa do cimento usada na composição;
- a_{ci} é a água unitária da amassadura do cimento;
- Ca é a massa da cal hidratada usada na composição;
- a_{ca} é a água unitária da amassadura da cal hidratada;
- Ar é a massa da areia usada na composição;
- a_{ar} é a água unitária de molhagem da areia;
- ρ é a massa volúmica da água, que consideramos igual a 1kg/ dm³.

Donde resulta:

$$a = \frac{A}{1} = \frac{0.260 \times 1.20 + 0.130 \times 1.20 + 0.144 \times 14.22}{1} = 2.52 \text{ dm}^3$$

O volume aparente da argamassa é dado pela expressão:

$$X = \frac{c_i + c_a + a_r + a}{1 - 0.01L}$$

em que:

- $c_i = \frac{C_i}{\mu_{c_i}}$ é o volume absoluto do cimento, que se poderá calcular pelo quociente entre a sua massa e a massa volúmica absoluta;
- $c_a = \frac{C_a}{\mu_{c_a}}$ é o volume absoluto da cal hidratada, que se poderá calcular pelo quociente entre a sua massa e a massa volúmica absoluta;
- $a_r = \frac{A_r}{\mu_{a_r}}$ é o volume absoluto da areia, que se poderá calcular pelo quociente entre a sua massa e a massa volúmica absoluta;
- L é o teor de ar da argamassa.

Assim, sendo L=20.4% determinado segundo 7.6.3., resulta:

$$X = \frac{\frac{1.20}{3.15} + \frac{1.20}{2.00} + \frac{14.22}{2.65} + 2.52}{1 - 0.01 \times 20.4} = 11.1 \text{ dm}^3$$

Verifica-se que:

- A dosagem de cimento, por m³ de argamassa, é de:

$$\frac{\text{massa de cimento}}{X} = \frac{1.2}{11.1} \times 1000 = 107.8 \text{ kg/m}^3$$

- A dosagem da cal hidratada, por m³ de argamassa, é de:

$$\frac{\text{massa da cal hidratada}}{X} = \frac{1.2}{11.1} \times 1000 = 107.8 \text{ kg/m}^3$$

- O volume aparente da areia, por m³ de argamassa, é de:

$$\frac{\text{volume aparente da areia}}{X} = \frac{9.0}{11.1} \times 1000 = 810.8 \text{ litros/m}^3$$

E assim o rendimento da argamassa, η , é de:

$$\eta = \frac{\text{volume aparente da argamassa}}{\text{volume aparente da areia}} = \frac{11.1}{9.0} = 1.23$$

Podemos afirmar que estamos em presença de uma argamassa gorda.

O volume da água de amassadura, por m³ de argamassa, é de:

$$\frac{a}{X} = \frac{2.52}{11.1} \times 1000 = 227.0 \text{ litros/m}^3$$

Mas estes cálculos referem-se às areias com um teor de humidade igual a zero.

7.6.2. Determinação da consistência das argamassas frescas. Ensaio da mesa de espalhamento

Para a determinação da consistência das argamassas frescas (ensaio da mesa de espalhamento), recorreu-se à Norma Europeia EN 1015-3 [98].

7.6.2.1. Descrição do ensaio

Para a realização deste ensaio foi necessário, para além do equipamento indispensável para o fabrico de argamassas, o seguinte equipamento específico: uma mesa de espalhamento e um molde cónico truncado (figura 7.6).

Para este ensaio foram consideradas duas amostras. O volume mínimo de argamassa fresca fabricada, a partir do qual foram retiradas as amostras, assim como, o processo e o tempo duração da amassadura, foram estabelecidos de acordo com a EN 1015-2 [99].

Antes da realização de cada ensaio, limpou-se o disco, a superfície interna e os bordos dos moldes com um pano húmido. Depois de seco, lubrificaram-se as superfícies com um óleo mineral com muita baixa viscosidade.

Para a realização do ensaio, coloca-se o molde no centro do disco da mesa de espalhamento e introduziu-se a argamassa em duas camadas. Para assegurar o enchimento uniforme do molde, procedeu-se à compactação de cada camada, com 10 pancadas aplicadas com recurso a um pilão.

Posteriormente, retirou-se o excesso de argamassa e limpou-se com um pano a área livre do disco, tendo tido especial cuidado a remover alguma água em torno da borda inferior do molde.

Passados, aproximadamente 15 s, levantou-se lentamente e verticalmente o molde e espalhou-se a argamassa no disco sacudindo a mesa de espalhamento 15 vezes com uma frequência constante de 1 vez por segundo.

Mediu-se o diâmetro da argamassa nos dois sentidos em ângulos perpendiculares e indicou-se o resultado, o mais aproximado possível, em milímetros.



Figura 7.6: Equipamentos usados no ensaio de espalhamento

7.6.2.2. Resultados

Calculou-se o valor médio das duas medições. Este valor médio é o valor do espalhamento da amostra ensaiada. Se os valores individuais do espalhamento das duas amostras ensaiadas se desviarem do seu valor médio menos de 10%, usa-se este valor médio como o valor de espalhamento da argamassa. Se os valores individuais do espalhamento das duas amostras ensaiadas se desviarem do seu valor médio mais de 10%, repete-se o ensaio.

Os resultados obtidos para cada um dos tipos de argamassa, encontram-se apresentados nos quadros 7.7 e 7.8.

Os valores médios do espalhamento das argamassas “MO1” e “MO2” são respectivamente, de 141 mm e de 150 mm.

Quadro 7.7: Resultados obtidos no ensaio de espalhamento para argamassa “MO1”

MEDIÇÕES	VALORES OBTIDOS (mm)	
	Amostra 1	Amostra 2
1	139	140
2	141	141
MÉDIA	140	141

Quadro 7.8: Resultados obtidos no ensaio de espalhamento para argamassa “MO2”

MEDIÇÕES	VALORES OBTIDOS (mm)	
	Amostra 1	Amostra 2
1	148	150
2	151	150
MÉDIA	150	150

7.6.2.3. Análise de resultados

O valor de espalhamento apresentado na EN 1015-2 [99], para argamassas de densidade superior a 1200 kg/m^3 é de $175 \pm 10 \text{ mm}$. Constata-se que ambas as argamassas estão fora do intervalo considerado, apesar do valor da água unitária de molhagem, a_{ar} , encontrado a partir da fórmula de Bolomey, ter sido obtido usando um valor de N, indicado para uma consistência mole para agregados rolados. Assim sendo, seria de prever um valor para o espalhamento superior ao encontrado. Apesar dos valores encontrados, a composição destas argamassas foi mantida, dada a sua aplicação em tijolos molhados e ter-se constatado que ofereciam uma trabalhabilidade razoável.

7.6.3. Determinação do teor de ar das argamassas frescas

Para a determinação do teor de ar das argamassas frescas, foi adoptado o ensaio do “Método do Álcool”, descrito na Norma Europeia EN 1015-7 [45].

7.6.3.1. Descrição do ensaio

Para a realização deste ensaio foi necessário, para além do equipamento indispensável para o fabrico de argamassas, o seguinte equipamento e material específico: proveta graduada de 500 ml com rolha de borracha, funil e álcool etílico (60% de álcool etílico e 40 % de água).

Para este ensaio foram consideradas duas amostras. O volume mínimo de argamassa fresca fabricada, a partir do qual foram retiradas as amostras, o processo e o tempo de duração da amassadura, assim como o valor do espalhamento da amostra, determinado de acordo com a norma EN 1015-3 [98], foram estabelecidos em concordância com a EN 1015-2 [99].

Foi adoptado o ensaio do “Método do Álcool”, tendo como pressuposto de que o teor de ar da argamassa fresca era superior a 20 %, pelo que o obtido teria de estar compreendido no limite estabelecido.

Para realizar o ensaio, encheu-se a proveta com aproximadamente 200 ml de argamassa fresca, tomando as precauções necessárias para evitar criação de vácuos na argamassa. Seguidamente compactou-se a argamassa, batendo ligeiramente na proveta, de modo a nivelar a superfície da argamassa e fixar o volume de argamassa, $V_{m,i}$, ao valor graduado (ml) mais próximo. Juntou-se posteriormente o álcool etílico até à marca de 500 ml da proveta e colocou-se a rolha de borracha. De seguida a proveta foi invertida 20 vezes até obter uma completa dispersão da argamassa no álcool. Após a mistura ter repousado durante 5 min, efectuou-se a leitura, $V_{m,f}$. O processo foi repetido, nas mesmas condições, até se ter obtido duas leituras consecutivas que não diferiram mais de 1 ml.

7.6.3.2. Resultados

Calculou-se o teor de ar, L , de cada amostra de argamassa de acordo com a fórmula seguinte até uma aproximação de 0.1%.

$$L = \frac{(500 - V_{m,f})}{V_{m,i}} \times 100\%$$

Calculou-se o valor médio das duas medidas até uma aproximação de 0.5%. Se os valores individuais do teor de ar das duas amostras ensaiadas se desviarem do valor médio de menos de 10%, usa-se o valor médio como o teor de ar da argamassa. Se os valores individuais do teor de ar das duas amostras ensaiadas se desviarem do seu valor médio mais de 10%, repete-se o ensaio.

Os resultados obtidos para cada um dos tipos de argamassa, encontram-se apresentados nos quadros 7.9 e 7.10.

Os valores médios do teor de ar das argamassas “MO1” e “MO2” são respectivamente, de 30.4 % e de 20.4 %.

7.6.3.3. Análise de resultados

O teor de ar é inversamente proporcional ao rendimento de uma argamassa, assim como, para o mesmo rendimento e volume de areia, a redução do teor de ar, significa a redução da quantidade de ligante.

Assim sendo, foi a argamassa “MO2” aquela que mais beneficiou em termos de rendimento, pois foi a que apresentou o menor teor de ar, cerca de 20.4 %, estando muito próximo do limite de aplicação do método do álcool proposto na presente norma, cujo limite inferior se situa em 20 %.

Quadro 7.9: Resultados obtidos no ensaio para a determinação do teor de ar da argamassa “MO1”

Medições	Tempo (min)	Valores obtidos (mm)	
		Amostra 1	Amostra 2
1	5	475	485
2	10	460	465
3	15	435	445
4	20	432	440
5	25	430	438
6	30	430	435
7	35		432
V_{m,f} (ml)		430	432
V_{m,i} (ml)		225	230
Conteúdo de ar, L		31,1 %	29.6 %

Quadro 7.10: Resultados obtidos no ensaio para a determinação do teor de ar da argamassa “MO2”

Medições	Tempo (min)	Valores obtidos (mm)	
		Amostra 1	Amostra 2
1	5	465	458
2	10	460	455
3	15	457	452
4	20	454	452
5	25	454	
6	30		
7	35		
V_{m,f} (ml)		454	452
V_{m,i} (ml)		225	235
Conteúdo de ar, L		20,4 %	20.4 %

7.6.4. Determinação da resistência à flexão das argamassas

Para a determinação da resistência à tracção das argamassas, foi adoptada a Norma Europeia EN 1015-11 [100].

7.6.4.1. Descrição do ensaio

Para a realização deste ensaio foi necessário, para além do equipamento indispensável para o fabrico de argamassas, o seguinte equipamento e material específico:

- Molde metálico, com paredes removíveis dando a forma a 3 compartimentos quando montadas (figura 7.7);
- Pilão, constituído por uma haste rígida não absorvente, de secção transversal quadrada, tendo cada lado $12\text{ mm} + 1\text{ mm}$ e uma massa de $50\text{ g} \pm 1\text{ g}$ (figura 7.8);
- Câmaras de armazenamento capazes de manter a temperatura de $20\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$ e uma humidade relativa de $95\% \pm 5\%$ ou $65\% \pm 5\%$;
- Máquina de ensaio, nas condições do especificado para este tipo de equipamento na presente norma (figuras 7.9 e 7.10).

Para este ensaio foram considerados 6 provetes prismáticos com $160 \times 40 \times 40\text{ mm}$, dos quais 3 para ensaiar aos 7 dias e os restantes 3 para ensaiar aos 28 dias. O volume mínimo de argamassa fresca fabricada, a partir do qual foram retiradas as amostras, o processo e o tempo de duração da amassadura, assim como o valor do espalhamento da amostra, determinado de acordo com a norma EN 1015-3 [98], foram estabelecidos em concordância com a EN 1015-2 [99].

Primeiro limpavam-se os moldes e lubrificavam-se as faces internas dos moldes com uma camada fina de óleo mineral, para impedir a adesão da argamassa. Seguidamente encheram-se os moldes com duas camadas, aproximadamente iguais de argamassa. Cada camada foi compactada com 25 pancadas aplicadas com recurso a um pilão. Por fim foi retirado o excesso de argamassa com uma espátula, deixando a superfície da argamassa plana ao nível do topo do molde. Os provetes foram depois armazenados, para cura, nas condições da EN 1015-11 [100].

Quando foi atingido o período estabelecido para a realização do ensaio de flexão, os provetes foram removidos do local armazenamento, nas condições especificadas pela norma, e foram levados para a máquina de ensaio.

Antes de colocados na máquina, limpavam-se as superfícies de rolamento do cilindro e dos lados do provete com um pano limpo para remover todas as partículas soltas. Posteriormente o provete foi colocado, com uma das faces que foi moldada de encontro ao molde, nos cilindros de apoio para se iniciar o carregamento.

Foi aplicada a carga sem choque com uma variação uniforme na escala 10 N/s a 50 N/s, de modo a que a rotura ocorra num período de 30 s a 90 s. Foram registadas as cargas máximas

aplicadas, sendo posteriormente levado o provete quebrado para a câmara de armazenamento, para futura medição da resistência à compressão.



Figura 7.7: Molde utilizado



Figura 7.8: Pilão utilizado



Figura 7.9: Vista geral da máquina de ensaio à flexão



Figura 7.10: Detalhe da máquina de ensaio à flexão

7.6.4.2. Resultados

A resistência à tracção por flexão, f , foi calculada pela expressão:

$$f = 1.5 \frac{F \times l}{b \times d^2}$$

em que:

- F carga máxima aplicada;
- b e d dimensões internas do molde;
- l distancia entre os cilindros de apoio, 100 mm.

Foi registada a resistência à flexão de cada provete com uma aproximação de 0.05 N/mm^2 , sendo apresentados os resultados obtidos para as argamassas tipo “MO1” e “MO2”, respectivamente nos quadros 7.10 e 7.11.

Quadro 7.10: Resultados obtidos no ensaio para a determinação resistência à flexão da argamassa “MO1”

Amostra	DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRACÇÃO					
	Dimensões (mm)			Idade (Dias)	F (N)	f (N/mm^2)
	l	b	d			
1	160	40	40	7	389,7	0,90
				28	500,7	1,15
2	160	40	40	7	443,1	1,05
				28	528,6	1,25
3	160	40	40	7	443,1	1,05
				28	607,2	1,40

Quadro 7.11: Resultados obtidos no ensaio para a determinação resistência à flexão da argamassa “MO2”

Amostra	DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRACÇÃO					
	Dimensões (mm)			Idade (Dias)	F (N)	f (N/mm^2)
	l	b	d			
1	160	40	40	7	131.2	0.30
				28	237.9	0.55
2	160	40	40	7	155.8	0.35
				28	213.3	0.50
3	160	40	40	7	159.9	0.35
				28	246.1	0.60

A resistência média à flexão foi calculada com uma aproximação de 0.1 N/mm^2 , sendo apresentados os resultados obtidos para as argamassas tipo “MO1” e “MO2”, respectivamente nos quadros 7.12 e 7.13.

Quadro 7.12: Resistência média à flexão da argamassa “MO1”

Idade (Dias)	VALORES MÉDIOS DA RESISTÊNCIA À TRACÇÃO
	f (N/mm^2)
7	1.0
28	1.3

Quadro 7.13: Resistência média à flexão da argamassa “MO2”

Idade (Dias)	VALORES MÉDIOS DA RESISTÊNCIA À TRACÇÃO
	f (N/mm^2)
7	0.3
28	0.5

7.6.4.3. Análise de resultados

A argamassa “MO1” foi a que apresentou os valores mais elevados de resistência à flexão. Este valor aos 28 dias foi cerca de 160 % superior ao registado para a argamassa “MO2”.

A resistência média à flexão da argamassa “MO1” teve um crescimento de 30 % dos 7 para os 28 dias, enquanto que, esse crescimento para a argamassa “MO2” foi cerca de 67 %.

7.6.5. Determinação da resistência à compressão das argamassas

Para a determinação da resistência à compressão das argamassas, foi adoptada a Norma Europeia EN 1015-11 [100].

7.6.5.1. Descrição do ensaio

Este ensaio veio na sequência do ensaio à flexão das argamassas. O equipamento necessário para a sua realização encontra-se descrito no ponto 7.6.4.1., variando a máquina de ensaio, sendo neste caso necessário uma máquina destinada a fazer ensaios de compressão, nas

condições do especificado para este tipo de equipamento na presente norma (figuras 7.11 e 7.12).

Cada uma das duas metades resultantes do ensaio de flexão, foi ensaiada à compressão, aos 7 e 28 dias.

Antes do ensaio foram realizadas algumas preparações prévias, nomeadamente: remoção de todas as partículas soltas do provete e limpeza da superfície de rolamento da máquina, assim como das placas de rolamento e gabarito.

Seguidamente foi colocado o provete na máquina, posicionado de tal maneira que a carga fosse aplicada numa das faces que foi moldada de encontro ao molde, assim como foi garantida a aplicação da carga em toda a superfície de contacto.

Foi aplicada a carga, sem choque, com uma variação uniforme de 50 N/s a 500 N/s de modo a que a rotura ocorra num período de 30 s a 90 s. Foram registadas as cargas máximas aplicadas.



Figura 7.11: Vista geral da máquina de ensaio à compressão



Figura 7.12: Provete de argamassa colocada na máquina de ensaio à compressão

7.6.5.2. Resultados

Foi calculada a resistência à compressão, f , como a máxima carga aplicada no provete dividida pela área da secção transversal:

$$f = \frac{F}{b \times d}$$

em que:

- F carga máxima aplicada;
- b e d dimensões internas do molde.

Foi registada a resistência à compressão de cada provete com arredondamento a 0.05 N/mm², sendo apresentados os resultados obtidos para as argamassas “MO1” e “MO2”, respectivamente nos quadros 7.14 e 7.16.

A resistência média à compressão foi calculada com uma aproximação de 0.1 N/mm², sendo apresentados os resultados obtidos para as argamassas “MO1” e “MO2”, respectivamente nos quadros 7.15 e 7.17.

Quadro 7.14: Resultados obtidos no ensaio para a determinação da resistência à compressão da argamassa “MO1”

Amostra	DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO				
	Dimensões (mm)		Idade (Dias)	F (KN)	f (N/mm ²)
	b	d			
1.1	40	40	7	4.55	2.85
			28	5.56	3.50
1.2	40	40	7	5.01	3.15
			28	5.85	3.65
2.1	40	40	7	5.26	3.30
			28	5.52	3.45
2.2	40	40	7	4.66	2.90
			28	5.76	3.60
3.1	40	40	7	4.33	2.70
			28	5.43	3.40
3.2	40	40	7	4.75	3.00
			28	5.72	3.60

Quadro 7.15: Resistência média à compressão da argamassa “MO1”

Idade (Dias)	VALORES MÉDIOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	
	f (N/mm ²)	Classe da argamassa
7	3.0	M 2.5
28	3.5	M 2.5

Quadro 7.16: Resultados obtidos no ensaio para a determinação resistência à compressão da argamassa “MO2”

Amostra	DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO				
	Dimensões (mm)		Idade (Dias)	F (KN)	f (N/mm ²)
	B	d			
1.1	40	40	7	1.76	1.10
			28	2.49	1.50
1.2	40	40	7	1.73	1.10
			28	2.55	1.60
2.1	40	40	7	1.51	0.95
			28	2.51	1.55
2.2	40	40	7	1.56	1.00
			28	2.66	1.65
3.1	40	40	7	1.73	1.10
			28	2.42	1.50
3.2	40	40	7	1.60	1.00
			28	2.47	1.55

Quadro 7.17: Resistência média à compressão da argamassa “MO2”

Idade (Dias)	VALORES MÉDIOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	
	f (N/mm ²)	Classe da argamassa
7	1.0	M 1.0
28	1.6	M 1.0

7.6.5.3. Análise de resultados

Os resultados obtidos resistência à compressão das argamassas, tiveram uma diferenciação análoga e padrões de evolução, dos 7 para os 28 dias, semelhantes aos encontrados para a resistência à tracção.

A argamassa “MO1” foi a que apresentou os valores mais elevados de resistência à compressão. Este valor aos 28 dias foi cerca de 120 % superior ao registado para a argamassa “MO2”.

A resistência média à compressão da argamassa “MO1” teve um crescimento de 17 %, dos 7 para os 28 dias, enquanto que esse crescimento para a argamassa “MO2” foi de cerca de 60%.

7.7. Tijolos

Na presente pesquisa foram considerados os tijolos de fabrico nacional, com furação horizontal e com os seguintes formatos:

- 30x20x11 cm;
- 30x20x15 cm.

7.7.1. Determinação das dimensões

Para a determinação das dimensões, foi adoptada a Norma Portuguesa NP EN 772-16 [27].

7.7.1.1. Descrição do ensaio

O equipamento usado para a realização deste ensaio foi o paquímetro. A amostra considerada foi de 6 provetes.

Antes da realização das medições, foram removidos todos os materiais supérfluos aderentes ao bloco, resultantes do processo de fabrico.

Seguidamente foram determinados: o comprimento, l_u , a largura, w_u e a altura, h_u , assim como, as espessuras dos septos exteriores e interiores.

Em cada amostra, usando o procedimento indicado na figura 7.13, para a determinação do comprimento, da largura e da altura, foram realizadas duas medições para cada uma das grandezas a determinar.

Para a determinação das espessuras dos septos exteriores e interiores, foi usado o seguinte procedimento:

- Septos exteriores, foram realizadas em pontos precisos, quatro medições, sendo duas para os septos horizontais, sh_1 e sh_2 e duas para os septos verticais, sv_1 e sv_2 ;
- Septos interiores.
 - Septos horizontais, foram realizadas em pontos precisos, três medições, wh_1 , wh_2 e wh_3 ;
 - Septos verticais, foram realizadas em pontos precisos, duas medições, wv_1 e wv_2 ;

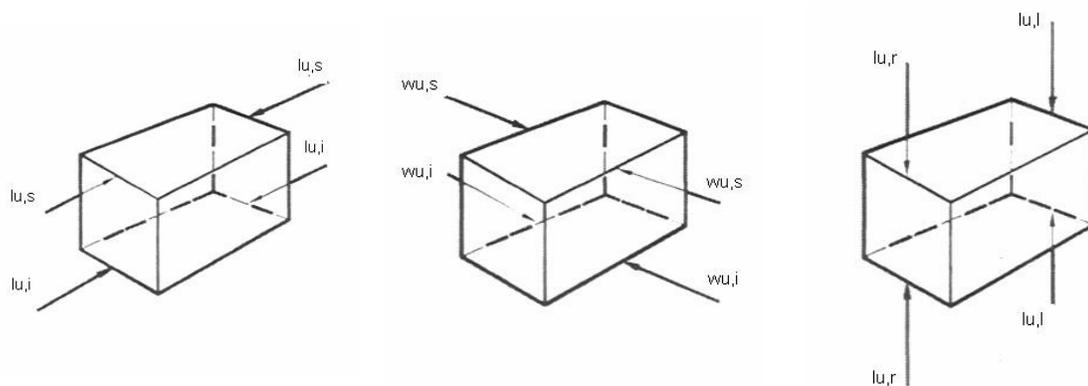


Figura 7.13: Posições de medição

7.7.1.2. Resultados

O comprimento, a largura e a altura da amostra foram calculados como a média dos valores individuais dos provetes com arredondamento a 0.5 mm, estando apresentados nos quadros 7.18 e 7.21, respectivamente para o tijolo 30x20x11 cm e 30x20x15 cm, as medições individuais para os provetes e média da amostra. As espessuras dos septos exteriores e dos septos interiores da amostra foram calculadas como a média dos valores individuais obtidos para os provetes com arredondamento a 0.5 mm, estando apresentados nos quadros 7.19 e 7.22, respectivamente para o tijolo 30x20x11 cm e 30x20x15 cm, as medições individuais para os provetes e média da amostra. A percentagem de furos foi calculada como a média dos valores individuais dos provetes, estando apresentados nos quadros 7.20 e 7.23, respectivamente para o tijolo 30x20x11 cm e 30x20x15 cm, as medições individuais para os provetes e média da amostra.

Quadro 7.18: Dimensões médias do comprimento, largura e altura do tijolo 30x20x11 cm

Amostra	COMPRIMENTO (mm)			LARGURA (mm)			ALTURA (mm)		
	lu,s	lu,i	lu	wu,s	wu,i	Wu	hu,r	hu,l	hu
1	295.8	297.7	296.8	109.8	109.9	109.9	195.2	196.4	195.8
2	296.7	297.7	297.2	109.5	109.6	109.6	194.3	194.2	194.3
3	297.0	295.8	296.4	110.5	110.3	110.4	195.6	194.3	195.0
4	297.6	296.5	297.1	110.0	110.2	110.1	193.5	194.6	194.1
5	295.2	297.2	296.2	110.1	110.1	110.1	197	193.8	195.4
6	294.5	296.8	295.7	109.9	109.5	109.7	195.6	193.2	194.4
MÉDIA			296.5			110.0			195.0

Quadro 7.19: Dimensões médias dos septos exteriores e interiores do tijolo 30x20x11 cm

Amostra	SEPTOS EXTERIORES					SEPTOS INTERIORES					
	(mm)					(mm)					
	Horizontal		Vertical		Média	Horizontal			Vertical		Média
	sh ₁	sh ₂	sv ₁	sv ₂	s	wh ₁	wh ₂	wh ₃	wv ₁	wv ₂	w
1	8.7	8.9	8.6	8.3	8.63	7.3	7.2	7.2	7.9	7.9	7.50
2	8.3	8.5	8.5	8.7	8.50	8.0	8.0	7.9	7.9	7.9	7.94
3	8.4	8.3	8.8	8.4	8.48	7.4	7.8	7.3	7.4	7.3	7.44
4	8.2	8.4	8.5	8.4	8.38	8.0	7.8	7.4	7.7	7.9	7.76
5	8.5	8.2	8.6	8.8	8.53	7.5	7.7	7.5	7.3	7.5	7.50
6	8.9	8.5	8.1	8.4	8.48	7.9	7.4	7.6	7.9	7.6	7.68
MÉDIA					8.5						7.5

Quadro 7.20: Percentagem de furos do tijolo 30x20x11 cm

Amostra	Dimensões			Área bruta (mm ²)	Área do furo (mm ²)	Área total de furos (mm ²)	% Furos
	lu (mm)	Hu (mm)	wu (mm)				
1	296.8	195.8	109.9	21509	1664	13310	61.9%
2	297.2	194.3	109.6	21280	1621	12967	60.9%
3	296.4	195.0	110.4	21522	1671	13371	62.1%
4	297.1	194.1	110.1	21365	1647	13173	61.7%
5	296.2	195.4	110.1	21514	1663	13307	61.9%
6	295.7	194.4	109.7	21326	1646	13168	61.7%
MÉDIA	296.5	195.0	110.0	21419	1652	13216	61.7%

Quadro 7.21: Dimensões médias do comprimento, largura e altura do tijolo 30x20x15 cm

Amostra	Comprimento			Largura			Altura		
	(mm)			(mm)			(mm)		
	lu,s	lu,i	lu	wu,s	wu,i	wu	hu,r	hu,l	hu
1	298.3	293.2	295.8	147.2	147.3	147.3	189.3	187.9	188.6
2	293.2	293.2	293.2	146.2	146.5	146.4	185.3	189.0	187.2
3	293.0	299.1	296.1	146.4	147.1	146.8	191.3	187.9	189.6
4	294.5	294.2	294.4	147.3	145.9	146.6	188.4	187.6	188.0
5	295.8	297.3	296.6	146.3	146.6	146.5	187.8	187.4	187.6
6	294.3	294.5	294.4	147.4	147.1	147.3	190.2	189.6	189.9
MÉDIA			295.0			147.0			188.5

Quadro 7.22: Dimensões médias dos septos exteriores e interiores do tijolo 30x20x15 cm

Amostra	Septos Exteriores					Septos Interiores					
	(mm)					(mm)					
	Horizontal		Vertical		Média	Horizontal			Vertical		Média
	sh ₁	sh ₂	sv ₁	sv ₁	s	wh ₁	wh ₂	wh ₃	wv ₁	wv ₁	w
1	8.7	9.3	8.3	8.3	8.65	7.8	8.0	8.3	7.5	7.3	7.78
2	9.9	9.9	8.7	8.5	9.25	7.5	8.9	9.8	7.1	7.3	8.12
3	9.7	9.1	8.7	8.9	9.10	8.1	8.6	8.9	7.2	7.5	8.06
4	8.6	9.2	8.1	8.2	8.53	8.2	8.7	9.9	8.1	8.9	8.76
5	9.2	9.5	8.3	8.4	8.85	8.7	8.1	8.8	7.3	8.9	8.36
6	9.2	9.9	9.8	9.6	9.63	9.9	8.2	7.3	9.8	8.6	8.76
MÉDIA					9.0						8.0

Quadro 7.23: Percentagem de furos do tijolo 30x20x15 cm

Amostra	Dimensões			Área bruta (mm ²)	Área do furo (mm ²)	Área total de furos (mm ²)	% Furos
	lu (mm)	hu (mm)	wu (mm)				
1	295.8	188.6	147.3	27771	1414	16972	61.1%
2	293.2	187.2	146.4	27389	1350	16197	59.1%
3	296.1	189.6	146.8	27824	1385	16618	59.7%
4	294.4	188.0	146.6	27561	1354	16247	59.0%
5	296.6	187.6	146.5	27474	1356	16272	59.2%
6	294.4	189.9	147.3	27963	1326	15914	56.9%
MÉDIA	295.0	188.5	147.0	27664	1364	16370	59.2%

7.7.1.3. Análise de resultados

No quadro 7.24, estão sintetizadas as principais características geométricas da amostra ensaiada. Simultaneamente foi feita a comparação entre os valores obtidos e o exigidos pelo EC6 [2] e DNA [101] para a consideração destes elementos no grupo 3. Assim, verifica-se, que apesar da amostra objecto do estudo se enquadrar perfeitamente na exigência que o EC6 [2] define para o grupo 3, quando confrontada com os requisitos do DNA [101], deixa de se enquadrar no referido grupo, pois a espessura dos septos exteriores é inferior a 10 mm e no tocante ao tijolo 30x20x11 cm é ultrapassada a percentagem máxima de furos.

Se a amostra ensaiada fosse representativa da totalidade do tijolo fabricado em Portugal, este não poderia ser usado em alvenaria com funções estruturais.

Quadro 7.24: Análise comparativa entre os resultados obtidos e os valores definidos pelo EC6 [2] e DNA [101]

REQUISITO	EC6	DNA	AMOSTRA ENSAIADA	
	Grupo 3	Grupo 3	Tijolo 30X20X11	Tijolo 30X20X15
Volume de furos (%)	≤ 70.0	≤ 60.0	61.7	59.2
Área de qualquer furo (mm ²)	≤ 2800	≤ 2800	1652	1364
Septos exteriores (mm)	Não definido	10.0	8.5	9.0

7.7.2. Determinação da absorção de água

Para a determinação da absorção de água, foi adoptado o ensaio descrito no Anexo C da Norma Europeia EN 771-1 [19].

7.7.2.1. Descrição do ensaio

Foram ensaiados 6 provetes, os quais foram secos em estufa a $105 \text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ até massa constante. Pesaram-se as amostras e anotou-se a sua massa seca, m_d . Considerou-se que a amostra atingiu massa constante, se durante o processo de secagem em pesagens consecutivas num intervalo igual ou superior a 24 h, a perda em massa entre as duas medições foi menor do que 0.2 % da massa total. As amostras refrigeraram à temperatura ambiente antes de serem pesadas. As figuras 7.14 e 7.15 representam duas fases do ensaio, respectivamente a pesagem dos provetes e a secagem em estufa.

Posteriormente, cada provete foi colocado num tanque com água a uma temperatura ambiente, tendo tido o cuidado de garantir que a água estivesse em contacto com todas as faces da amostra. Deixaram-se as amostras submersas durante 24 horas. Seguidamente retiraram-se do tanque e removendo toda a água em excesso das suas faces, usando para tal um pano ou esponja húmida. Pesaram-se as amostras e registaram-se as massas molhadas, m_w .



Figura 7.14: Pesagem do provete



Figura 7.15: Estufa onde se efectuou a secagem dos provetes

7.7.2.2. Resultados

Foi calculada a absorção de água w_m , de cada uma dos provetes, a partir da expressão:

$$w_m = \frac{m_w - m_d}{m_d} \times 100\%$$

A absorção média de água da amostra foi calculada como a média dos valores individuais obtidos para os provetes com uma aproximação de 1%.

Os resultados do ensaio de determinação da absorção de água para tijolos 30x20x11 cm e 30x20x15 cm, encontram-se apresentados, respectivamente nos quadros 7.25 e 7.26.

Quadro 7.25: Resultados do ensaio de determinação da absorção de água para tijolos 30x20x11 cm

Amostra	Peso (g)			W_m (%)
	Inicial	Seco	Húmido	
1	3767.0	3757.1	4319.9	15.0%
2	3815.0	3805.3	4378.5	15.1%
3	3810.6	3800.3	4349.8	14.5%
4	3766.4	3756.5	4325.4	15.1%
5	3809.6	3799.9	4358.8	14.7%
6	3770.3	3761.2	4308.5	14.6%
MÉDIA				14.8%

Quadro 7.26: Resultados do ensaio de determinação da absorção de água para tijolos 30x20x15 cm

Amostra	Peso (g)			W_m (%)
	Inicial	Seco	Húmido	
1	5665.8	5625.5	6499.4	15.5%
2	5669.0	5617.9	6469.5	15.2%
3	5687.1	5638.9	6490.2	15.1%
4	5678.6	5631.9	6506.6	15.5%
5	5662.3	5627.9	6488.4	15.3%
6	5714.6	5667.9	6546.3	15.5%
MÉDIA				15.4%

7.7.2.3. Análise de resultados

Os valores médios de absorção de água obtidos para a presente amostra, foram de 14.8 % para o formato 30x20x11 cm e de 15.4 % para o formato 30x20x15 cm. A amostra ensaiada revelou valores elevados de absorção de água quando comparados com valores tabelados de referência, que se situam, para o tijolo fabricado em Portugal, entre os 9 % e os 13 %.

7.7.3. Determinação da resistência à compressão

Para a determinação da resistência à compressão, foi adoptada a Norma Portuguesa NP EN 772-1 [21].

7.7.3.1. Descrição do ensaio

Para a realização deste ensaio foi necessária uma máquina de ensaio à compressão, nas condições do especificado para este tipo de equipamento na presente norma indicada, para além do equipamento indispensável para o fabrico de argamassas destinadas à regularização das faces de assentamento dos tijolos.

Foram ensaiados 6 provetes, dos quais foram removidos todos os materiais supérfluos aderentes ao tijolo, resultantes do processo de fabrico. Seguidamente foi efectuada a regularização com argamassa das faces de assentamento. A argamassa utilizada foi uma argamassa de cimento e areia com uma resistência à compressão, ensaiada de acordo com a norma EN 1015-11 [100], no momento de ensaio dos provetes, superior à resistência do elemento e inferior a 30 N/mm².

Dado tratarem-se de tijolos com elevada absorção de água, as faces a regularizar foram previamente humedecidas. A regularização de cada provete foi efectuada sobre uma placa rígida de vidro despolido.

O condicionamento dos provetes foi para a condição de "seco ao ar", tendo sido armazenados durante mais de 14 dias em laboratório com:

- Temperatura > 15 °C
- Humidade relativa < 65 %.

A área bruta da superfície carregada de cada provete foi calculada em milímetros quadrados multiplicando o comprimento pela largura, determinados de acordo com a NP EN 772-16 [27].

Antes da colocação dos provetes na máquina de ensaio, foi efectuada a limpeza das superfícies dos pratos da máquina de ensaio e removidas todas as partículas soltas das faces

de assentamento do provete. Os provetes foram alinhados cuidadosamente com o centro do prato da prensa de modo a obter um contacto uniforme (figuras 7.16 e 7.17).

A carga foi aplicada inicialmente, utilizando um incremento de carga conveniente, mas quando foi alcançada aproximadamente metade da carga esperada, o referido incremento foi ajustado para que a carga máxima fosse alcançada num período de tempo não inferior a 1 min, para um incremento de tensão aproximadamente igual a 0.05 (N/mm²)/s. Finalmente, foi registada a carga máxima atingida para cada provete.



Figura 7.16: Aspecto geral da máquina de ensaio



Figura 7.17: Pormenor do provete aplicado na máquina de ensaio

7.7.3.2. Resultados

Foi calculado:

- A resistência à compressão de cada provete, f , com arredondamento a 0,1 N/mm², dividindo a carga máxima atingida, F , pela área carregada, que corresponde à área bruta dos blocos, A_b :

$$f = \frac{F}{A_b};$$

- O factor de forma, δ , de cada provete, a partir do anexo A da presente norma, com arredondamento a 0,001;
- A resistência média à compressão como o valor médio das resistências individuais dos provetes, com arredondamento a 0,1 N/mm²;
- O desvio padrão da amostra;
- O coeficiente de variação da amostra;
- A resistência à compressão normalizada, f_b , atendendo a que o acondicionamento dos blocos foi nas condições de “seco ao ar”, correspondendo a um coeficiente multiplicador, m_c , de 1:

$$f_b = \delta \times m_c \times f .$$

Os resultados do ensaio de determinação da resistência à compressão para tijolos 30x20x11 cm e 30x20x15 cm, encontram-se apresentados, respectivamente nos quadros 7.27 e 7.28.

No quadro 7.29 encontra-se apresentada a resistência à compressão normalizada, f_b , e o coeficiente de variação da amostra, para a amostra considerada, referente a tijolos 30x20x11 cm e a tijolos 30x20x15 cm.

Quadro 7.27: Resultados do ensaio de determinação da resistência à compressão para tijolos 30x20x11 cm

Amostra	Dimensões (mm)				Ab (mm ²)	δ	F N	f (N/mm ²)
	Lu	wu	hu	hu,prep				
1	297	110	196	209.1	32598	1.339	55960	1.72
2	297	110	194	208.4	32558	1.348	67780	2.08
3	296	110	195	208.4	32723	1.346	64830	1.98
4	297	110	194	213.1	32705	1.357	89930	2.75
5	296	110	195	208.7	32612	1.347	77260	2.37
6	296	110	194	209.1	32433	1.349	64720	2.00
MÉDIA						1.349		2.1

Quadro 7.28: Resultados do ensaio de determinação da resistência à compressão para tijolos 30x20x15 cm

Amostra	Dimensões (mm)				Ab (mm ²)	δ	F N	f (N/mm ²)
	lu	wu	hu	hu,prep				
1	296	147	189	209.1	43549	1.274	113140	2.60
2	293	146	187	208.4	42910	1.274	124700	2.91
3	296	147	190	208.4	43445	1.273	96600	2.22
4	294	147	188	213.4	43152	1.284	98020	2.27
5	297	146	188	208.7	43430	1.275	109310	2.52
6	294	147	190	209.1	43350	1.274	97310	2.24
MÉDIA						1.275		2.5

Quadro 7.29: Determinação da resistência à compressão normalizada, fb, e o coeficiente de variação da amostra

Designação do tijolo	f (N/mm ²)	mc	δ	fb (N/mm ²)	Desvio Padrão	Coeficiente de variação da amostra
30X20X11	2.1	1	1.349	2.9	0.361	16.8%
30X20X15	2.5	1	1.275	3.1	0.268	10.9%

7.7.3.3. Análise de resultados

Os valores médios da resistência à compressão não normalizada, obtidos para a presente amostra, foram de 2.1 N/mm² para o formato 30x20x11 cm e de 2.5 N/mm² para o formato 30x20x15 cm. A amostra em estudo revelou valores baixos relativamente à característica mecânica ensaiada, quando comparados com valores tabelados de referência e valores fornecidos pelos fabricantes, que se situam, para o tijolo 30x20x11 cm entre os 2.8 N/mm² e os 5.2 N/mm² e para o tijolo 30x20x15 cm entre os 2.5 N/mm² e os 4.9 N/mm².

A NP 80 [15], apesar de na presente data estar a ser substituída pela normalização europeia específica para este produto, define três categorias, para o tijolo furado, função da resistência à compressão: A, B e C, respectivamente, para resistências à compressão superiores a 4.5 N/mm², 3.0 N/mm² e 1.5 N/mm². As classes A e B correspondem ao referido no RGEU [7] como tijolo de 1.^a qualidade e a categoria C é especialmente destinada a paredes não

recebendo cargas. Como já foi verificado nos capítulos anteriores, mesmo as paredes de compartimentação recebem cargas, podendo estas serem exercidas de uma forma directa ou indirecta. Por este motivo os tijolos a aplicar nas alvenarias deveriam ser de classe superior à classe B, e conseqüentemente de resistência à compressão superior a 3.0 N/mm^2 . Nesta circunstância, sob o ponto de vista da NP 80 [15], poderia ser concluído, que se a amostra ensaiada, fosse representativa da totalidade do tijolo fabricado em Portugal, este não poderia ser usado na maioria das paredes de alvenaria usadas na envolvente e na compartimentação dos edifícios.

7.8. Provetes tipo “murete” de alvenaria de tijolo

Os provetes tipo “murete” de alvenaria de tijolo considerados no presente estudo, são de quatro tipos:

- “PM11MO1” em alvenaria com os elementos em tijolo furado 30x20x11 cm e as juntas de assentamento em argamassa de cimento e areia ao traço volumétrico de 1:5;
- “PM11MO2” em alvenaria com os elementos em tijolo furado 30x20x11 cm e as juntas de assentamento em argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia ao traço volumétrico 1:2:9;
- “PM15MO1” em alvenaria com os elementos em tijolo furado 30x20x15 cm e as juntas de assentamento em argamassa de cimento e areia ao traço volumétrico de 1:5;
- “PM15MO2” em alvenaria com os elementos em tijolo furado 30x20x15 cm e as juntas de assentamento em argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia ao traço volumétrico 1:2:9.

7.8.1. Determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade

Para a determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade, foi adoptada a Norma Portuguesa NP EN 1052-1 [78]. Foram considerados dois provetes tipo “murete” de alvenaria, sendo estes, constituídos por tijolo 30x20x11 cm, combinados com os dois tipos de argamassa em estudo e designados por: “PM11MO1” e “PM11MO2”.

7.8.1.1. Descrição do ensaio

Para a realização deste ensaio foi necessário, para além do equipamento indispensável para o fabrico de argamassas e de alvenarias, o seguinte equipamento e material específico:

- Uma máquina de ensaio à compressão, nas condições do especificado para este tipo de equipamento na presente norma;
- Equipamento para medição de deformações, de modo a que as extensões obtidas tenham uma exactidão de $\pm 25 \times 10^{-6}$;
- Equipamento para a aquisição de dados e tratamento informático dos mesmos.

Foram ensaiados 3 provetes de cada um dos tipos considerados. As dimensões foram definidas conforme o especificado na norma. Os provetes foram construídos sobre uma superfície horizontal plana. Tendo sido tomadas as medidas apropriadas de modo a impedir a dessecação dos provetes durante os três dias seguintes à sua construção, cobrindo-os para tal com filme de polietileno, deixando-os de seguida descobertos, nas condições ambientais do laboratório.

Foi ainda assegurado que as superfícies de cada provete fossem planas, paralelas entre si e perpendiculares ao eixo principal do provete. Foi efectuada uma regularização da superfície inferior e da superior do provete, recorrendo para tal a uma argamassa, cuja resistência à compressão foi igual à da argamassa de assentamento da alvenaria.

Os provetes foram ensaiados aos 28 dias. Para tal, foram colocados na máquina de ensaio, tendo sido assegurado que o provete ficaria centrado e que o topo e a base do provete estariam em pleno contacto com a máquina de ensaio.

Como se pretendia determinar o módulo de elasticidade, foram aplicados aos provetes de alvenaria os dispositivos de medida, conforme indicado na figura 7.18, para serem medidas as deformação em altura. As deformações foram medidas com a aplicação da carga de forma contínua, tendo sido seleccionada a sua velocidade, de modo a que a carga máxima fosse atingida entre 15 min a 30 min.

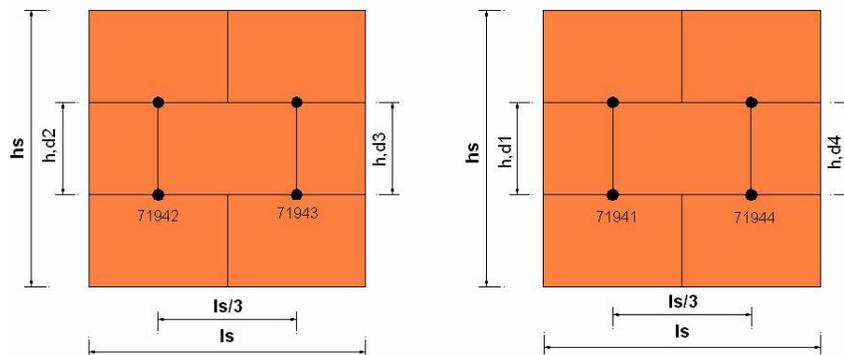


Figura 7.18: Esquema geométrico dos provetes

Foram considerados dois ciclos de carga e descarga, para a determinação do módulo de elasticidade e um ciclo final para levar o provete à rotura. Neste último ciclo não foi feita qualquer aquisição de dados relativamente a deformações.

As figuras 7.19, 7.20, 7.21 e 7.22 apresentam diversas fases do ensaio que vão desde a construção dos provetes até à aplicação dos dispositivos de leitura de deformações. Na figura 7.23 é apresentado o provete montado na máquina de ensaio. As figuras 7.24, e 7.25 apresentam os provetes após a rotura.



Figura 7.19: Construção dos provetes



Figura 7.20: Montagem de um transdutor no provete



Figura 7.21: Montagem das guias e dos suportes dos transdutores no provete



Figura 7.22: Provede montado com os transdutores

Foram registadas as seguintes medições:

- Dimensões da secção do provete sujeita à carga, com exactidão de ± 1 mm;

- Distancia entre os diversos pontos de leitura de deformações;
- Carga máxima, $F_{i, \max}$, com arredondamento a 1 kN;
- Intervalo de tempo desde o início da aplicação da carga até ser atingida a carga máxima;
- Deformação nos quatro pontos considerados.



Figura 7.23: Provete montado na máquina de ensaio

7.8.1.2. Resultados

A resistência à compressão de cada provete de alvenaria, com arredondamento a 0.1 N/mm^2 , foi calculada usando seguinte fórmula:

$$f_i = \frac{F_{i, \max}}{A_i}$$

onde:

- $F_{i, \max}$ carga máxima aplicada;

- A_i secção do provete sujeita à carga ($l_s \times t_s$), sendo, l_s e t_s , respectivamente, o comprimento e a espessura do provete.

A resistência média à compressão, f , dos provetes de alvenaria, foi calculada com arredondamento a 0.1 N/mm^2 .



Figura 7.24: Rotura de um provete. Rotura pelos septos exteriores



Figura 7.25: Rotura de um provete. Rotura completa das fiadas superiores

Para cada um dos ciclos de carregamento é medida a extensão, ϵ_j , dada pela expressão:

$$\epsilon_j = \frac{d_j}{h, d_j}$$

onde:

- d_j deformação medida, na posição, j , pelo transdutor 7194_j, medida para um terço da tensão máxima atingida, para o provete, i ;
- h, d_j comprimento considerado, na posição, j , para a medição da deformação, para o provete, i .

A extensão, $\epsilon_{j,m,i}$, resulta da média aritmética das extensões, ϵ_j , obtidas em cada um dos dois ciclos de carregamento efectuados, na posição, j e provete, i .

O módulo de elasticidade E_i de cada provete, foi calculado como módulo de elasticidade secante, a partir da média das extensões, ϵ_i , obtidas para as quatro posições de medição correspondentes a uma tensão igual a um terço da tensão máxima atingida, sendo dado pela expressão:

$$E_i = \frac{F_{i,max}}{3 \times \varepsilon_i \times A_i} \text{ N/mm}^2$$

Onde:

$$\varepsilon_i = \frac{\varepsilon_{1m,i} + \varepsilon_{2m,i} + \varepsilon_{3m,i} + \varepsilon_{4m,i}}{4}$$

O módulo de elasticidade médio, E, foi calculado com arredondamento a 100 N/mm².

As definições geométricas dos provetes tipo “murete” consideradas neste ensaio, “PM11MO1” e “PM11MO2”, encontram-se apresentadas, respectivamente nos quadros 7.30 e 7.32, estando os resultados do ensaio de determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade, relativamente aos mesmos provetes, apresentados, respectivamente nos quadros 7.31 e 7.33.

A resistência característica à compressão, f_k , foi considerada como o menor dos valores obtidos seguidamente, com arredondamento a 0.1 N/mm²:

- $f_k = \frac{f}{1.2} \text{ N/mm}^2$
- $f_k = f_{i,min} \text{ N/mm}^2$

Para os provetes tipo “PM11MO1” teremos:

- $f = 0.996 \text{ N/mm}^2$;
- $f_k = \frac{f}{1.2} = \frac{0.996}{1.2} = 0.830 \text{ N/mm}^2$;
- $f_k = f_{i,min} = 0.876 \text{ N/mm}^2$

Donde resulta, que resistência característica à compressão, f_k , para o provete tipo “PM11MO1”, tem o valor de:

$$f_k = 0.8 \text{ N/mm}^2$$

Para os provetes tipo “PM11MO2” teremos:

- $f = 0.667 \text{ N/mm}^2$;
- $f_k = \frac{f}{1.2} = \frac{0.667}{1.2} = 0.555 \text{ N/mm}^2$;
- $f_k = f_{i,min} = 0.539 \text{ N/mm}^2$

Donde resulta, que resistência característica à compressão, f_k , para o provete tipo “PM11MO2”, tem o valor de:

$$f_k = 0.5 \text{ N/mm}^2$$

Quadro 7.30: Definições geométricas dos provetes “murete” tipo “PM11MO1”

Provete	Dimensões (mm)			Nº de fiadas	A _i (mm ²)	Posicionamento dos transdutores (mm)				
	l _s	h _s	t _s			h,d1	h,d2	h,d3	h,d4	l _s /3
P1	605	615	110	3	66550	298	285	299	298	202
P2	610	620	110	3	67100	294	300	298	289	203
P3	605	610	110	3	66550	309	309	323	304	202

Quadro 7.31: Determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade dos provetes “murete” tipo “PM11MO1”

Provete	F _{i,max}	f _i	ε _{1m,i}	ε _{2m,i}	ε _{3m,i}	ε _{4m,i}	ε _i	E _i (N/mm ²)
	N	(N/mm ²)						
P1	59533,6	0,895	0.00005614	0.00027517	0.00023993	0.00009699	0,00016706	1785,0
P2	81747,6	1,218	0.00024833	0.00008333	0.00012803	0.00025168	0,00017784	2283,5
P3	58314,6	0,876	0.00020388	0.00013592	0.00017434	0.00008514	0,00014982	1949,5
MÉDIA		0.996						2006

Quadro 7.32: Definições geométricas dos provetes “murete” tipo “PM11MO2”

Provete	Dimensões (mm)			Nº de fiadas	A _i (mm ²)	Posicionamento dos transdutores (mm)				
	l _s	h _s	t _s			h,d1	h,d2	h,d3	h,d4	l _s /3
P1	605	615	110	3	66550	309	309	297	295	202
P2	610	615	110	3	67100	300	304	328	309	203
P3	610	610	110	3	67100	316	291	312	298	203

Quadro 7.33: Determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade dos provetes “murete” tipo “PM11MO2”

Provete	$F_{i,max}$ N	f_i (N/mm ²)	$\epsilon_{1m,i}$	$\epsilon_{2m,i}$	$\epsilon_{3m,i}$	$\epsilon_{4m,i}$	ϵ_i	E_i (N/mm ²)
P1	35901,6	0,539	-0.00001618	0.00032848	0.00050509	0.00005219	0,00021739	827,2
P2	38418,6	0,573	-0.00004605	0.00042333	0.00048867	-0.00007622	0,00021458	889,4
P3	59562,6	0,888	0.00008591	0.00062975	0.00066443	-0.00001603	0,00032169	919,8
MÉDIA		0.667						879

Na figura 7.26 é apresentado a título de exemplo para o provete 3 do tipo “PM11MO1”, um dos diversos gráficos obtidos, onde se relaciona a evolução das tensões e das extensões ao longo do tempo.

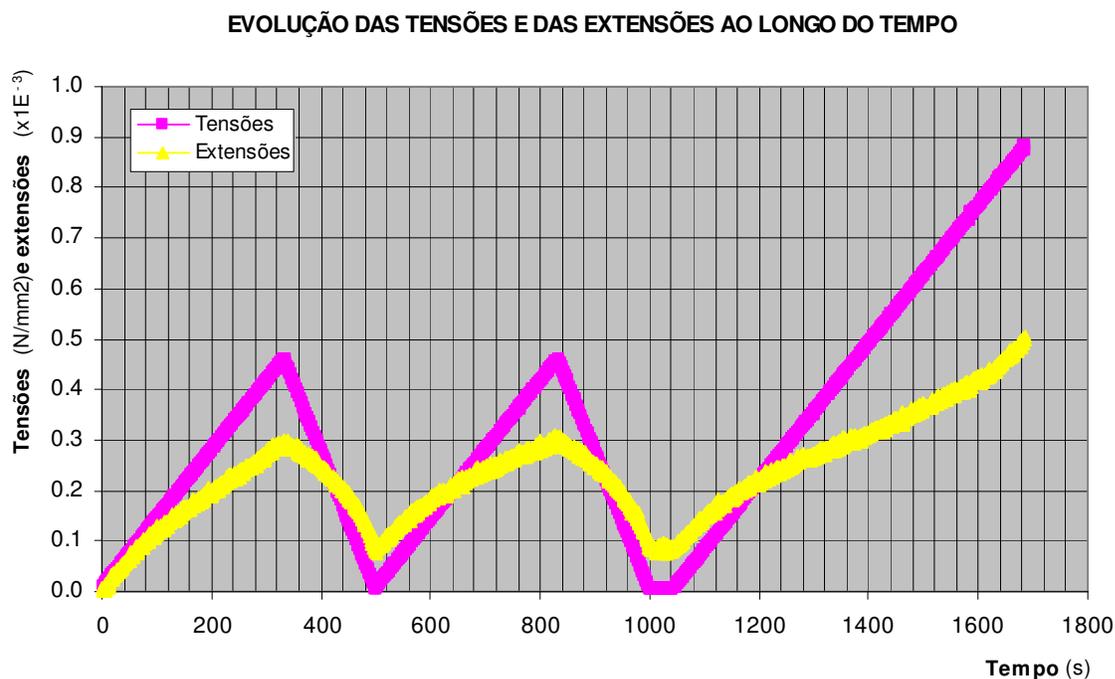


Figura 7.26: Evolução das tensões e das extensões ao longo do tempo. Provete 3 do tipo “PM11MO1”

7.8.1.3. Análise de resultados

Os provetes, “PM11MO1”, em alvenaria com os elementos em tijolo furado 30x20x11 cm e as juntas de assentamento em argamassa, “MO1”, de cimento e areia ao traço volumétrico de 1:5,

apresentaram uma resistência característica à compressão, f_k , de 0.8 N/mm² e um módulo de elasticidade médio, E, de 2006 N/mm².

Os provetes, “PM11MO2”, em alvenaria com os elementos em tijolo furado 30x20x11 cm e as juntas de assentamento em argamassa mista, “MO2”, de cimento, cal hidratada e areia ao traço volumétrico 1:2:9, apresentaram uma resistência característica à compressão, f_k , de 0.5 N/mm² e um módulo de elasticidade médio, E, de 879 N/mm².

Os provetes, “PM11MO1”, apresentaram uma resistência característica à compressão, f_k , cerca de 60 % superior à obtida para os provetes “PM11MO2”.

Relativamente ao módulo de elasticidade médio, E, os provetes, “PM11MO1”, apresentaram valores superiores em relação aos obtidos para os provetes designados por “PM11MO2”, em cerca de 128 %.

Estes resultados vieram justificar o pretendido com a escolha da argamassa “MO2”, isto é, proporcionar à alvenaria melhor capacidade de adaptação às deformações, uma vez ter sido obtida uma redução muito significativa no módulo de elasticidade médio, nos provetes executados com a argamassa do tipo “MO2”. Contudo registou-se um decréscimo da resistência característica à compressão, embora muito menos acentuado do que o verificado para o módulo de elasticidade.

7.8.2. Determinação da resistência à flexão

Para a determinação da resistência à flexão, foi adoptada a Norma Portuguesa NP EN 1052-2 [81]. Foram considerados os quatro tipos de provetes tipo “murete” de alvenaria em estudo e designados por: “PM11MO1”, “PM11MO2”, “PM15MO1” e “PM15MO2”.

7.8.2.1. Descrição do ensaio

Para a realização deste ensaio foi necessário, para além do equipamento indispensável para o fabrico de argamassas e de alvenarias, o seguinte equipamento e material específico:

- Uma máquina de ensaio para a aplicação das cargas, nas condições do especificado para este tipo de equipamento na presente norma;
- Equipamento para medição de deformações;
- Equipamento para a aquisição de dados e tratamento informático dos mesmos.

Foram ensaiados 3 provetes em cada uma das direcções de flexão de cada um dos tipos considerados, resultando na totalidade 24 provetes. As dimensões foram definidas, em função da direcção de flexão considerada e de acordo com o especificado na norma. Os provetes

foram construídos sobre uma superfície horizontal plana. Após a construção, cada provete, foi pré-comprimido utilizando para tal uma carga uniformemente distribuída de modo a obter uma tensão vertical compreendida entre $2,5 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ e $5,0 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$. Em seguida foram submetidos a um período de cura mantendo-os em repouso até ao ensaio, tendo entretanto sido tomadas as medidas apropriadas de modo a impedir a dessecação dos provetes durante os três dias seguintes à sua construção, cobrindo-os para tal com filme de polietileno, deixando-os de seguida descobertos, nas condições ambientais do laboratório.

Foi assegurado que as superfícies de cada provete seriam planas, paralelas entre si e perpendiculares ao eixo principal do provete. Foi efectuada uma regularização da superfície, nos pontos de aplicação das cargas, recorrendo para tal a uma argamassa, com resistência à compressão igual à da argamassa de assentamento da alvenaria.

Os provetes foram ensaiados aos 28 dias. Para tal, foram colocados na máquina de ensaio, na direcção vertical com a carga aplicada em quatro pontos. A distância compreendida entre os apoios exteriores e a extremidade do provete, foi considerada de acordo com o especificado na norma, sendo superior a 50 mm. A distância entre os apoios interiores e o espaçamento dos apoios exteriores, variou em função da direcção considerada e foi definida em harmonia com o especificado na norma (figura 7.27). Foi assegurado que a base de cada provete de alvenaria estava livre de atrito, sendo para tal colocadas duas placas de politetrafluoretileno lubrificadas entre elas (figuras 7.28 e 7.29).

A carga foi aplicada de forma contínua, a uma velocidade compreendida entre $0,03 \text{ N/mm}^2/\text{min}$ e $0,3 \text{ N/mm}^2/\text{min}$, sendo as deformações medidas com a aplicação da carga. As figuras 7.30 a 7.33 apresentam os provetes após a rotura.

Foram registadas as seguintes medições:

- Dimensões da secção transversal do provete paralelas aos apoios, arredondadas ao milímetro, espaçamento dos apoios exteriores e interiores em milímetros;
- Carga máxima $F_{i,max}$, com arredondamento a 10 N, tendo sido rejeitados os resultados quando a rotura não ocorreu:
 - Entre os apoios interiores;
 - No intervalo de tempo desde o início da aplicação da carga até ser atingida a carga máxima padrão de fissuração.
- Deformação no centro geométrico do provete.

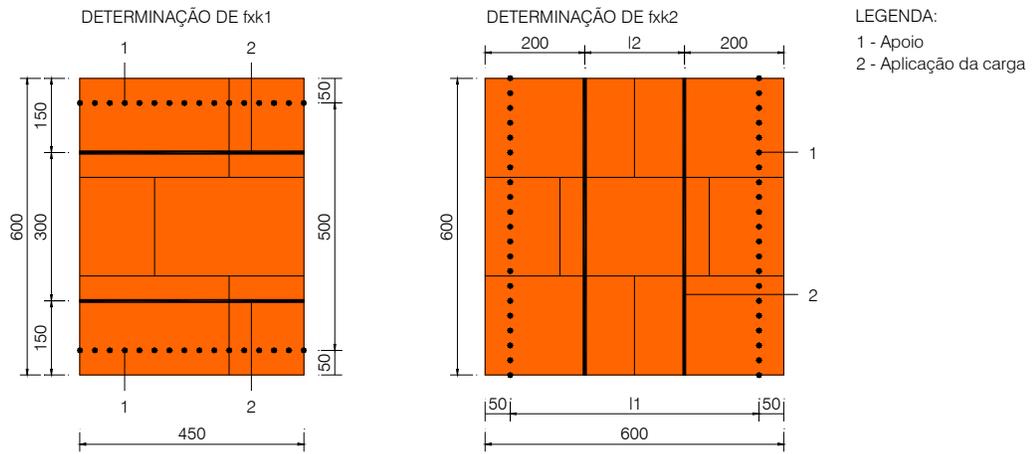


Figura 7.27: Esquema geométrico dos provetes e forma de aplicação das cargas



Figura 7.28: Provete aplicado na máquina de ensaio. Vista lateral

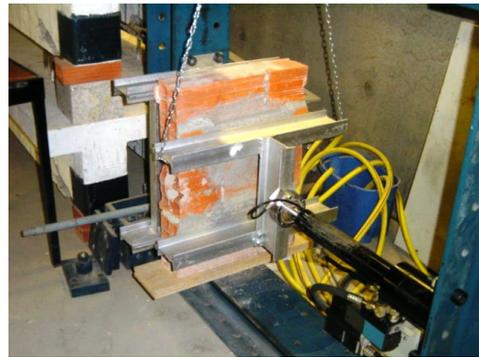


Figura 7.29: Provete aplicado na máquina de ensaio. Vista de topo



Figura 7.30: Rotura de um provete. Rotura perpendicular às juntas de assentamento



Figura 7.31: Pormenor de superfície de rotura perpendicular às juntas de assentamento



Figura 7.32: Rotura de um provete. Rotura paralela às juntas de assentamento



Figura 7.33: Pormenor de superfície de rotura paralela às juntas de assentamento

7.8.2.2. Resultados

Para cada um dos quatro tipos de provetes considerados e para cada uma das duas direcções do plano de rotura dos provetes: paralela às juntas de assentamento e perpendicular às juntas de assentamento, foi calculada a resistência à flexão de cada provete, f_{x_1} e f_{x_2} , respectivamente. O arredondamento considerado foi de $0,01 \text{ N/mm}^2$, tendo sido usada a seguinte expressão:

$$f_{xi} = \frac{3 F_{i,max} (l_1 - l_2)}{2 b t_u^2}$$

Onde:

- $F_{i,max}$ Carga máxima aplicada ao provete;
- t_u espessura do provete;
- b largura ou altura do provete perpendicular à direcção do vão;
- Restantes valores de acordo com a figura 7.27.

A resistência média à flexão, $f_{média}$, foi calculada com arredondamento a $0,01 \text{ N/mm}^2$.

Nos quadros 7.34 a 7.41, encontram-se apresentados os valores obtidos da resistência à flexão das amostras para cada uma das duas direcções de flexão e cada um dos quatro tipos de provete murete considerados: “PM11MO1”, “PM11MO2”, “PM15MO1” e “PM15MO2”.

A resistência característica à flexão, f_{ki} , foi considerada, com arredondamento a 0.1 N/mm^2 , e foi considerada a expressão:

$$f_{xk} = \frac{f_{m\u00e9dia}}{1.5}$$

Os valores obtidos para resist\u00eancia caracter\u00edstica \u00e0 flex\u00e3o, f_{ki} , encontram-se apresentados no quadro 7.42.

Quadro 7.34: Determina\u00e7\u00e3o da resist\u00eancia \u00e0 flex\u00e3o, f_{x1} . Provetes “murete” tipo “PM11MO1”

F_{1i,max}	l₁	l₂	b	t_u	f_{x1,i}
(N)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(N/mm ²)
3803	500	300	450	110	0.210
4215	500	300	450	110	0.232
M\u00c9DIA					0.221

Quadro 7.35: Determina\u00e7\u00e3o da resist\u00eancia \u00e0 flex\u00e3o, f_{x2} . Provetes “murete” tipo “PM11MO1”

F_{2i,max}	l₁	l₂	b	t_u	f_{x2,i}
(N)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(N/mm ²)
5300	500	200	600	110	0.329
8034	500	200	600	110	0.498
8045	500	200	600	110	0.499
M\u00c9DIA					0.442

Quadro 7.36: Determina\u00e7\u00e3o da resist\u00eancia \u00e0 flex\u00e3o, f_{x1} . Provetes “murete” tipo “PM11MO2”

F_{1i,max}	l₁	l₂	b	t_u	f_{x1,i}
(N)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(N/mm ²)
4392	500	300	450	110	0.242
5491	500	300	450	110	0.303
M\u00c9DIA					0.272

Quadro 7.37: Determinação da resistência à flexão, f_{x2} . Provetes “murete” tipo “PM11MO2”

$F_{2i,máx}$	l_1	l_2	b	t_u	$f_{x2,i}$
(N)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(N/mm ²)
8774	500	200	600	110	0.544
16048	500	200	600	110	0.995
10453	500	200	600	110	0.648
MÉDIA					0.729

Quadro 7.38: Determinação da resistência à flexão, f_{x1} . Provetes “murete” tipo “PM15MO1”

$F_{1i,máx}$	l_1	l_2	b	t_u	$f_{x1,i}$
(N)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(N/mm ²)
14465	500	300	450	110	0.429
20400	500	300	450	110	0.604
14453	500	300	450	110	0.428
MÉDIA					0.487

Quadro 7.39: Determinação da resistência à flexão, f_{x2} . Provetes “murete” tipo “PM15MO1”

$F_{2i,máx}$	l_1	l_2	b	t_u	$f_{x2,i}$
(N)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(N/mm ²)
11283	500	200	600	110	0.376
17490	500	200	600	110	0.583
23443	500	200	600	110	0.781
MÉDIA					0.580

Quadro 7.40: Determinação da resistência à flexão, f_{k1} . Provetes “murete” tipo “PM15MO2”

$F_{1i,máx}$	l_1	l_2	b	t_u	$f_{x1,i}$
(N)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(N/mm ²)
10319	500	300	450	110	0.306
8317	500	300	450	110	0.246
3732	500	300	450	110	0.111
MÉDIA					0.221

Quadro 7.41: Determinação da resistência à flexão, f_{x2} . Provetes “murete” tipo “PM15MO2”

$F_{2i,max}$ (N)	I_1 (mm)	I_2 (mm)	b (mm)	t_u (mm)	$f_{x2,i}$ (N/mm ²)
16212	500	200	600	110	0.540
14793	500	200	600	110	0.493
7189	500	200	600	110	0.240
MÉDIA					0.424

Quadro 7.42: Determinação da resistência característica à flexão, f_{xk}

PROVETE TIPO	RESISTÊNCIA À FLEXÃO		RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À FLEXÃO	
	$f_{x1,média}$ (N/mm ²)	$f_{x2,média}$ (N/mm ²)	f_{xk1} (N/mm ²)	f_{xk2} (N/mm ²)
PM11MO1	0.221	0.442	0.2	0.3
PM11MO2	0.272	0.729	0.2	0.5 (Ver 7.8.2.3.)
PM15MO1	0.487	0.580	0.3	0.4
PM15MO2	0.221	0.424	0.2	0.3

Na figura 7.37 é apresentado a título de exemplo para o provete 2 do tipo “PM11MO1”, um dos diversos gráficos obtidos, onde se relacionam os deslocamentos com a força aplicada.

DESLOCAMENTOS EM FUNÇÃO DA FORÇA APLICADA

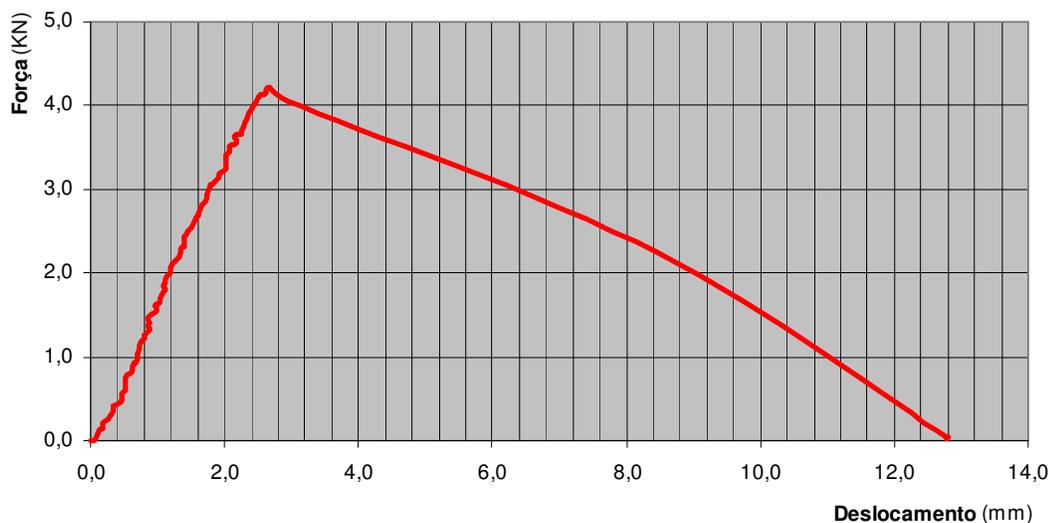


Figura 7.34: Evolução das deformações função da força aplicada. Provede 2 do tipo “PM11MO1”

7.8.2.3. Análise de resultados

O valor da resistência característica à flexão, f_{xk2} , obtido para os provetes tipo “PM11MO2”, por análise comparativa sobre o conjunto dos valores obtidos para os outros provetes nesta mesma direcção parece ser um valor anormal. Por analogia, esse valor deveria situar-se em cerca de 0.3 N/mm^2 . O mesmo resultado seria obtido se fossem eliminados o valor maior e menor da amostra relativa a este provete tipo e fosse considerado o valor intermédio. Aplicando este critério para determinar a resistência média à flexão aos restantes valores, os resultados obtidos seriam iguais aos apresentados no quadro 7.42.

Os resultados obtidos quando comparados com outros existentes em bibliografia estrangeira, nomeadamente a BS 5628 [82], apresentam valores muito semelhantes para resistência característica à flexão, f_{xk1} , isto é, quando o plano de rotura é paralelo às juntas de assentamento. Na outra direcção os valores apresentados no referido documento são muito superiores aos obtidos neste estudo, situando-se essa diferença em cerca de 100 %.

As variações encontradas nos resultados obtidos para a resistência característica à flexão com a mudança do tipo de argamassa, nos provetes tipo considerados, ou são nulas ou situa-se em cerca de 0.1 N/mm^2 . Estes resultados vieram justificar o pretendido com a escolha da argamassa “MO2”, isto é, proporcionar à alvenaria melhor capacidade de adaptação às deformações, uma vez ter sido obtida uma redução muito significativa no módulo de elasticidade médio nos provetes executados com a argamassa do tipo “MO2”, tal como foi visto no número anterior, sem alterar significativamente a resistência característica à flexão.

Os resultados obtidos indicam que a resistência à flexão quando o plano de rotura é perpendicular às juntas de assentamento é superior à resistência à flexão quando o plano de rotura é paralelo às juntas de assentamento.

7.9. Resumo dos resultados da análise experimental

Como resumo, é apresentado o quadro 7.43, onde se sintetizam as principais características mecânicas obtidas em laboratório para as argamassas, tijolos e alvenaria. Na figura 7.35 é efectuada a análise comparativa da resistência à compressão do provete e dos componentes, onde se constata que a variação da resistência à compressão das argamassas não se traduz de uma forma linear na variação das resistência característica à compressão dos provetes.

7.10. Análise teórico-experimental

Nos números seguintes será efectuada a determinação das características mecânicas das paredes de tijolo simples objecto deste estudo mediante uma análise teórica, apoiada no EC6

[2], a partir do conhecimento das características mecânicas dos componentes da parede obtidas experimentalmente.

Quadro 7.43: Resumo das características mecânicas determinadas em laboratórios

DESIGNAÇÃO DA CARACTERÍSTICA MECÂNICA MEDIDA	Unidades	ARGAMASSAS		TIJOLOS		ALVENARIA			
		MO1	MO2	30x20x11	30x20x15	PM11MO1	PM11MO2	PM15MO1	PM15MO2
Ensaio de espalhamento	mm	141	150						
Teor de água	%	30.4	20.4						
Tracção, f	N/mm ²	1.3	0.5						
Compressão, f	N/mm ²	3.5	1.6						
Absorção de água	%			14.8	15.4				
Compressão, f _b	N/mm ²			2.1	2.5				
Compressão, f _k	N/mm ²					0.8	0.5		
Módulo de elasticidade, E	N/mm ²					2006	879		
Flexão, f _{xk1}	N/mm ²					0.2	0.2	0.3	0.2
Flexão, f _{xk2}	N/mm ²					0.3	0.3	0.4	0.3

ANÁLISE COMPARATIVA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO PROVETE E DOS COMPONENTES

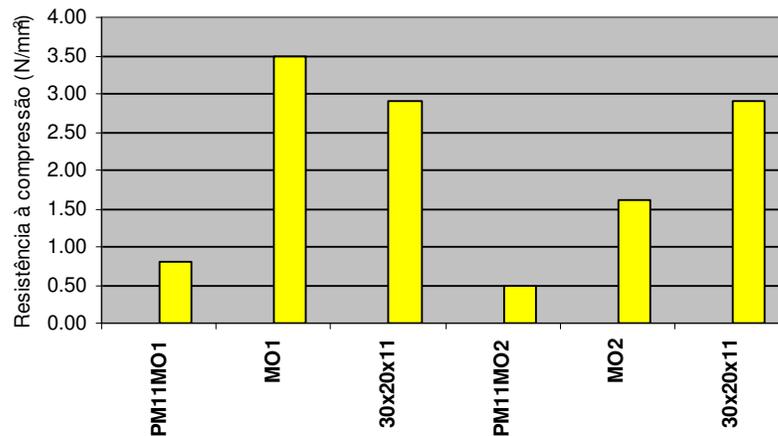


Figura 7.35: Análise comparativa da resistência à compressão do provete e dos componentes

7.10.1. Resistência característica à compressão

A resistência característica à compressão da alvenaria simples, no caso desta ser realizada com argamassa convencional e com todas as juntas preenchidas, pode ser calculada, a partir do conhecimento da resistência normalizada à compressão do tijolo, f_b , e da resistência à compressão da argamassa, f_m , através da expressão:

$$f_k = K f_b^{0.65} f_m^{0.25}$$

De acordo com a classificação das unidades de alvenaria indicadas no EC6 [2], foram considerados como pertencentes ao grupo 3 os tijolos objecto deste estudo, considerando, deste modo, o valor de K igual a 0.4, apesar do referido no ponto 7.7.1.3. onde se concluiu que os referidos tijolos não se enquadravam nos requisitos do DNA [101], pois a espessura dos septos exteriores era inferior a 10 mm e o tijolo 30x20x11 cm ultrapassava a percentagem máxima de furos.

A resistência à compressão da argamassa, f_m , é obtida a partir da classe da argamassa, sendo esta por sua vez, atribuída a partir dos valores médios da resistência à compressão.

7.10.1.1. Resultados

Para as paredes de alvenaria de tijolo consideradas no presente estudo: “PM11MO1”, “PM11MO2”, “PM15MO1” e “PM15MO2”, foi determinada a resistência característica à compressão, de acordo com a expressão apresentada em 7.10.1., a partir do conhecimento das características mecânicas dos componentes da parede. Os resultados obtidos apresentam-se no quadro 7.44.

Quadro 7.44: Resistência característica à compressão

DESIGNAÇÃO DO COMPONENTE	RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO							
	PM11MO1		PM11MO2		PM15MO1		PM15MO2	
	f_b	f_m	f_b	f_m	f_b	f_m	f_b	f_m
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
MO1	2.5				2.5			
MO2			1.0				1.0	
30X20X11	2.1		2.1					
30X20X15					2.5		2.5	
$f_k = K f_b^{0.65} f_m^{0.25}$ (N/mm ²)	0.8		0.6		0.9		0.7	

7.10.2. Módulo de elasticidade e módulo de distorção

O módulo de elasticidade, E, pode ser obtido, no caso dos estados limites últimos, pela expressão:

$$E = 1000 \times f_k$$

No caso de estados limites de utilização, o módulo de elasticidade, E, será dado pela expressão:

$$E = 600 \times f_k$$

O módulo de distorção, G, pode ser tomado igual:

$$G = 0.4 \times E$$

7.10.2.1. Resultados

Para as paredes de alvenaria de tijolo objecto do presente estudo foram determinados: o módulo de elasticidade e o módulo de distorção, de acordo com as expressões apresentadas em 7.10.2., a partir do conhecimento da resistência característica à compressão da parede.

Os resultados obtidos, relativos ao módulo de elasticidade e ao módulo de distorção encontram-se apresentados, respectivamente, nos quadros 7.45 e 7.46.

Quadro 7.45: Módulo de elasticidade

DESIGNAÇÃO	PM11MO1		PM11MO2		PM15MO1		PM15MO2	
	f_k	E	f_k	E	f_k	E	f_k	E
	(N/mm ²)							
ESTADO LIMITES ÚLTIMOS	0.8	800	0.6	600	0.9	900	0.7	700
ESTADO LIMITES UTILIZAÇÃO	0.8	480	0.6	360	0.9	540	0.7	420

Quadro 7.46: Módulo de distorção

DESIGNAÇÃO	PM11MO1		PM11MO2		PM15MO1		PM15MO2	
	f_k	E	f_k	E	f_k	E	f_k	E
	(N/mm ²)							
ESTADO LIMITES ÚLTIMOS	0.8	800	0.6	600	0.9	900	0.7	700
MÓDULO DE DISTORÇÃO, G (N/mm ²)	320		240		360		280	

7.10.3. Resistência característica ao corte

A resistência característica ao corte, no caso de alvenaria simples realizada com argamassa convencional e com todas as juntas preenchidas, pode ser calculada através da expressão

$$f_{vk} = \min \begin{cases} f_{vko} + 0.4 \sigma_d \\ 0.065 f_b \\ \text{um valor máximo tabelado} \end{cases}$$

em que f_{vko} é a resistência ao corte sob compressão nula, σ_d é o valor de cálculo da tensão normal ao plano de corte e f_b é a resistência normalizada à compressão das unidades para alvenaria na direcção perpendicular às juntas de assentamento.

O EC6 [2] apresenta os valores da resistência ao corte sob compressão nula f_{vko} , sendo estes valores função da classe da argamassa.

Os valores limites para a resistência ao corte f_{vk} , encontram-se definidos no EC6 [2]. Contudo, para o tipo de alvenarias objecto deste estudo, dado terem como componentes unidades de alvenaria pertencentes ao grupo 3, o referido documento não define qualquer limite superior para a resistência característica ao corte.

Para a determinação teórica da resistência característica ao corte, existe a necessidade de definir qual o intervalo de valores em que poderá ocorrer o valor de cálculo da tensão normal ao plano de corte, σ_d , para as paredes de alvenaria simples. Assim sendo, o referido valor poderá ser obtido a partir do conhecimento de N_{Rd} , onde:

$$N_{Rd} = \frac{\Phi_{i,m} t f_k}{\gamma_M}$$

em que:

$\Phi_{i,m}$ é o coeficiente de redução da capacidade, Φ_i ou Φ_m , conforme o caso, função dos efeitos de esbelteza e de excentricidade do carregamento;

f_k é a resistência característica à compressão da alvenaria;

γ_M é o coeficiente parcial de segurança do material;

t é a espessura efectiva da parede, tendo em conta a profundidade do ressalto provocado pelo acabamento das juntas sempre que este for superior a 5 mm.

A esbelteza de uma parede não deve ser superior a 27:

$$0 \leq \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 27$$

Onde:

$$t_{ef} = \sqrt[3]{t_1^3 + t_2^3}$$

em que:

t_{ef} é a espessura efectiva de uma parede dupla;

t_1 e t_2 são as espessuras dos panos de parede dupla.

No caso de parede simples:

$$t_{ef} = t$$

O coeficiente de redução de capacidade, Φ , pode ser dado pela expressão:

$$\Phi = 0.85 - 0.0011 \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2$$

Como a esbelteza deverá estar compreendida entre:

$$0 \leq \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 27$$

resulta:

$$0.05 \leq \Phi \leq 0.85$$

O valor de cálculo da tensão de compressão perpendicular ao corte no elemento de alvenaria no piso em análise é dado por:

$$\sigma_d = \frac{N_{Rd}}{t} \Rightarrow \sigma_d = \frac{\Phi_{i,m} f_k}{t}$$

Considerando $\gamma_M = 2.5$ e o intervalo de variação de σ_d , é estabelecido por:

$$\sigma_{d\min} \leq \sigma_d \leq \sigma_{d\max}$$

Sendo:

$$\sigma_{d\min} = \frac{0.05}{2.5} f_k = 0.02 f_k$$

$$\sigma_{d\max} = \frac{0.85}{2.5} f_k = 0.34 f_k$$

Resulta:

$$0.02 f_k \leq \sigma_d \leq 0.34 f_k$$

7.10.3.1. Resultados

Foi determinada a resistência característica ao corte, para as paredes de alvenaria de tijolo consideradas no presente estudo: “PM11MO1”, “PM11MO2”, “PM15MO1” e “PM15MO2”, função de valores tabelados no EC6 [2], a partir do conhecimento das características mecânicas dos componentes da parede e de acordo com as expressões e considerações apresentadas em 7.10.3.. Os resultados obtidos encontram-se apresentados nos quadros 7.47 e 7.48.

7.11. Resumo dos resultados da análise teórico-experimental

Como resumo, é apresentado o quadro 7.49, onde se sintetizam as principais características mecânicas obtidas por análise teórico-experimental para a alvenaria objecto desta investigação.

Quadro 7.47: Resistência característica ao corte das paredes tipo “PM11MO1” e “PM11MO2”

DESIGNAÇÃO			COMPONENTES				CÁLCULOS					ALVENARIA
Tipo	CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS	Unidades	MO1	MO2	30X20X11	30X20X15	σ_{\min}	σ_{\max}	$f_{vk0} + 0.4 \sigma_{\min}$	$f_{vk0} + 0.4 \sigma_{\max}$	$0.065 \times f_b$	
PM11MO1	f_k	(N/mm ²)										0.8
	f_{vk0}	(N/mm ²)	0.2									
	f_b	(N/mm ²)			2.1							
	f_{vk}	(N/mm ²)										0.1
	Valores de decisão						0.02	0.27	0.2	0.3	0.1	
PM11MO2	f_k	(N/mm ²)										0.6
	f_{vk0}	(N/mm ²)		0.1								
	f_b	(N/mm ²)			2.1							
	f_{vk}	(N/mm ²)										0.1
	Valores de decisão						0.01	0.20	0.1	0.2	0.1	

Quadro 7.48: Resistência característica ao corte das paredes tipo “PM15MO1” e “PM15MO2”

DESIGNAÇÃO			COMPONENTES				CÁLCULOS					ALVENARIA
Tipo	CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS	Unidades	MO1	MO2	30X20X11	30X20X15	σ_{min}	σ_{max}	$f_{vk0} + 0.4 \sigma_{min}$	$f_{vk0} + 0.4 \sigma_{max}$	$0.065 \times f_b$	
PM15MO1	f_k	(N/mm ²)										0.9
	f_{vk0}	(N/mm ²)	0.2									
	f_b	(N/mm ²)				2.5						
	f_{vk}	(N/mm ²)										0.2
	Valores de decisão							0.02	0.31	0.2	0.3	0.2
PM15MO2	f_k	(N/mm ²)										0.7
	f_{vk0}	(N/mm ²)		0.1								
	f_b	(N/mm ²)				2.5						
	f_{vk}	(N/mm ²)										0.1
	Valores de decisão							0.01	0.24	0.1	0.2	0.2

Quadro 7.49: Principais características mecânicas obtidas por análise teórico-experimental para a alvenaria

DESIGNAÇÃO DA CARACTERÍSTICA MECÂNICA	Unidades	Tipo	ALVENARIA			
			PM11MO1	PM11MO2	PM15MO1	PM15MO2
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO, f_k	(N/mm ²)	E	0.8	0.5		
		T	0.8	0.6	0.9	0.7
MÓDULO DE ELASTICIDADE, E	(N/mm ²)	E	2006	879		
		T	800	600	900	700
MÓDULO DE DISTORÇÃO, G	(N/mm ²)	E				
		T	320	240	360	280
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA AO CORTE, f_{kv}	(N/mm ²)	E				
		T	0.1	0.1	0.2	0.1

7.12. Conclusões

Dos ensaios realizados em laboratório pode-se afirmar:

- O tijolo ensaiado, revelou uma baixa resistência à compressão e uma grande absorção de água, quando são comparados os valores obtidos nos ensaios com valores de referência apresentados em diversa bibliografia;
- A resistência à compressão da alvenaria é bastante inferior à resistência à compressão do tijolo usado na sua construção;
- Uma variação de cerca de 120 % entre as resistências à compressão das argamassas “MO1” e “MO2” só se traduziu num variação de 60 % entre as resistências características à compressão dos provetes “PM11MO1” e “PM11MO2”;
- Uma variação de cerca de 160 % entre as resistências à tracção das argamassas “MO1” e “MO2” só se traduziu num variação entre 0% a 50 % entre as resistências características à flexão dos provetes “PM11MO1”, “PM11MO2”, “PM15MO1” “PM15MO2”;
- A introdução da argamassa “MO2” neste estudo permitiu a diminuição do módulo de elasticidade em cerca de 44 %, sem contudo prejudicar significativamente as restantes características mecânicas, nomeadamente: a resistência característica à compressão da alvenaria e a resistência características à flexão da alvenaria;
- Para os diversos tipos de provetes, o valor obtido para resistência característica à flexão, f_{xk2} , quando o plano de rotura é perpendicular às juntas de assentamento, é manifestamente inferior a valores de referência apresentados em diversa literatura.

Da análise teórico-experimental é possível concluir:

- Os resultados experimentais e os teórico-experimentais, obtidos para a resistência característica à compressão da alvenaria simples são muito semelhantes;
- Em contrapartida aqueles dois tipos de avaliação conduziram a valores relativos ao módulo de elasticidade muito diferentes, nomeadamente para a alvenaria tipo “PM11MO1”.

8. Avaliação experimental realizada “in situ”

8.1. Introdução

A avaliação experimental realizada “in situ”, foi levada a efeito no estaleiro de um empreendimento habitacional situado em V. N. de Gaia, em condições ambientais do exterior e teve como finalidade analisar o comportamento, sob o ponto de vista da deformação máxima até ao aparecimento da primeira fissura, das paredes simples em alvenaria de tijolo furado. Pretendeu-se comparar estas deformações com as deformações máximas regulamentares permitidas ao componente estrutural que serve de suporte a estas paredes, assim como, ao correspondente componente estrutural superior.

As paredes de alvenaria de tijolo consideradas na presente investigação, foram construídas com as dimensões de 4.00 m de comprimento e 2.00 m de altura e com um peso próprio estimado de 8 kN, sendo de dois tipos quanto aos componentes constituintes:

- “PD11MO1” em alvenaria com os elementos em tijolo furado 30x20x11 cm e as juntas de assentamento em argamassa de cimento e areia ao traço volumétrico de 1:5;
- “PD11MO2” em alvenaria com os elementos em tijolo furado 30x20x11 cm e as juntas de assentamento em argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia ao traço volumétrico 1:2:9.

Para estes tipos de paredes, será proposta uma técnica de reparação da zona fissurada e verificado, experimentalmente, o respectivo comportamento.

8.2. Considerações gerais

Com este ensaio pretendeu-se simular o comportamento de uma parede real construída sobre um suporte deformável e sob um componente estrutural superior, igualmente deformável, tendo-se admitido para a parede real o seguinte comportamento:

- Quando é construída a parede, o suporte e o componente estrutural superior, já se encontram deformados. Essas deformações iniciais são resultantes dos pesos próprios dos elementos estruturais;
- Na construção da parede, esta acompanhará ao longo do seu plano, o desenvolvimento das deformações já introduzidas nos componentes de suporte e superior, isto é, o contorno superior e inferior da parede são “coincidentes” com os contornos respectivos dos componentes. O suporte funciona como um apoio contínuo para a parede. Nesta

fase, à deformação devida ao peso próprio da estrutura é acrescentada a parcela correspondente, devida ao aumento de carga resultante da construção das paredes;

- Com a totalidade do carregamento do edifício é mobilizada a restante parte da flecha. Admitindo neste período desprezáveis os efeitos de fluência, é possível afirmar que a flecha instantânea foi completamente mobilizada. Com a deformação do suporte, as paredes perderão apoio ficando, no limite, apoiadas nos seus extremos. Tal situação decorre da grande rigidez das paredes no seu plano relativamente ao suporte, que em situações correntes é cerca 5 a 8 vezes superior. Simultaneamente, o componente estrutural superior, começa a exercer a sua acção vertical sobre a parede função da respectiva deformação e da sua rigidez relativa;
- A fase final decorre durante a vida da construção, onde se farão sentir os fenómenos de fluência, que irão amplificar o descrito no item anterior.

Para a formulação de uma modelação estrutural, admitiram-se as seguintes simplificações:

- Durante o período que decorre entre a construção até à realização do ensaio, a parede encontra-se em repouso, apoiada continuamente sobre um suporte indeformável;
- A deformação do suporte irá retirar a continuidade de apoio à parede, ficando esta, no limite, unicamente apoiada nos seus extremos.

Neste sentido, foi estabelecida uma modelação estrutural, obedecendo aos seguintes critérios:

- A parede foi assimilada a uma parede duplamente apoiada, isto é, com dois apoios, sujeita à acção do seu peso próprio e de uma carga vertical variável com o máximo a meio vão;
- Lateralmente a parede não tem qualquer vínculo com o componente estrutural;
- O topo da parede encontra-se em contacto com a base do componente estrutural superior;
- O deslocamento vertical de um ponto da base do componente estrutural superior produzirá igual deslocamento no ponto adjacente situado no topo da parede;
- O deslocamento vertical do componente estrutural superior será simulado através da aplicação de uma carga vertical variável com o máximo a meio vão, obtida a partir da colocação de duas vigas de madeira, no topo da parede, sobre as quais é aplicada uma carga concentrada;
- O referido deslocamento é função da carga aplicada no componente superior e da rigidez relativa entre este e a parede.

Para levar a efeito este ensaio, nas condições previstas na modelação estrutural e de forma a poder controlar de forma adequada todo um conjunto de acções externas, nomeadamente: a garantia das condições de apoio e a completa desvinculação lateral do componente estrutural, foi projectado um pórtico em perfis metálicos, de modo a ser possível montar a parede e posteriormente dotá-la das condições previstas para o ensaio.

8.3. Equipamento

Para a realização deste ensaio foi necessário, para além do equipamento indispensável para o fabrico de argamassas e de alvenarias, o seguinte equipamento e material específico:

- Um pórtico (figura 8.1), cujas peças desenhadas relativas à sua execução, encontra-se apresentadas no anexo 1;
- Um macaco hidráulico com manómetro para leitura da pressão aplicada (figura 8.2);
- Equipamento para medição de deformações (figura 8.3);
- Equipamento para a aquisição de dados e tratamento informático dos mesmos (figura 8.4).

O pórtico, como já referido, foi projectado de modo a ser possível montar a parede e dotá-la das condições de apoio pretendidas na data do ensaio. Assim sendo, este foi constituído por:

- Pilares laterais com vinculação ao solo por intermédio de sapatas em betão armado;
- Viga inferior destinada à sustentação indirecta da parede desde o período de montagem até à realização do ensaio, assim como, ao suporte da estrutura secundária destinada à instalação do equipamento de leitura de deformações (figura 8.5);
- Chapa de montagem da parede, apoiada sobre cunhas em madeira e estas sobre a viga inferior. Esta chapa garante as condições de continuidade de apoio, sendo retirada antes do ensaio, para que, a parede fique apoiada nos extremos (figura 8.5);
- Apoios metálicos para assimilar o previsto na modelação estrutural (figura 8.6);
- Viga superior destinada a mobilizar a reacção do macaco hidráulico para permitir a aplicação da carga na parede. Na zona de aplicação do macaco, esta viga foi atirantada, por meio de 4 tirantes, a uma sapata em betão armado (figura 8.7);
- Estrutura secundária, executada em perfis metálicos, destinada ao suporte do equipamento de leitura de deformações (figura 8.8).

O equipamento destinado à medição de deformações, ligado a um sistema para a aquisição de dados e respectivo tratamento informático, foi colocado na estrutura secundária, sendo definido

o seu posicionamento, de modo, a ser possível a realização de leituras a meio vão e a quartos de vão, tanto no topo como na base da parede.



Figura 8.1: Vista geral do pórtico pré-montado na serralharia



Figura 8.2: Imagem do macaco hidráulico usado nos ensaios



Figura 8.3: Equipamento para medição de deformações



Figura 8.4: Equipamento para a aquisição de dados e tratamento informático

8.4. Descrição do ensaio

Foram ensaiadas 2 paredes de cada um dos tipos considerados e com as dimensões estabelecidas para o ensaio. As paredes foram construídas sobre uma chapa, apoiada em

cunhas em madeira e estas sobre a viga inferior. Foram tomadas as medidas apropriadas de modo a impedir a dessecação dos provetes durante os três primeiros dias seguintes à sua construção, cobrindo-os para tal, com filme de polietileno, deixando-os de seguida descobertos, nas condições ambientais do exterior.

Foi efectuada uma regularização da superfície superior da parede, recorrendo para tal a uma argamassa, cuja resistência à compressão foi igual à da argamassa de assentamento da alvenaria.

As paredes foram ensaiadas aos 28 dias. Para tal, foram colocadas no seu topo duas vigas de madeira, no sentido de se obter sobre a parede, uma carga vertical variável com o máximo a meio vão. Entre essas vigas de madeira e a viga superior do pórtico foi interposto o macaco hidráulico (figura 8.7).



Figura 8.5: Viga inferior destinada à sustentação indirecta da parede e respectiva chapa de apoio

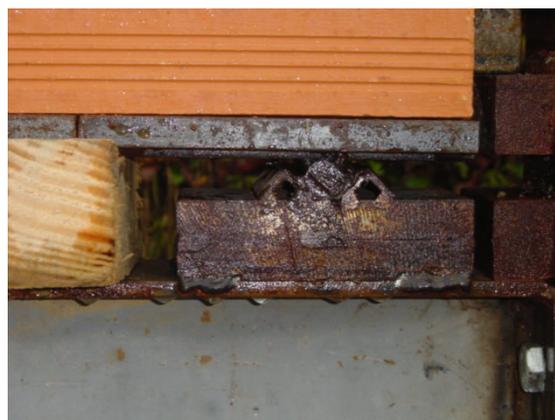


Figura 8.6: Apoios metálicos

A primeira fase do ensaio consistiu em solicitar a parede à acção do seu peso próprio, considerando nesta fase que o suporte já se encontrava com deformação excessiva, ficando esta apoiada nos seus extremos. Para que isto fosse concretizado em termos de ensaio, foi retirada a chapa de montagem e medida a deformação. As deformações medidas nesta fase foram restringidas à posição 5, (figura 8.9) e foram efectuadas com recurso a um paquímetro, sendo obtidas mediante leitura da distância entre dois pontos considerados, antes e após a primeira fase do ensaio, correspondendo ao meio vão da base da parede. Este procedimento teve como motivo, a vibração excessiva provocada pela retirada da chapa de montagem, vibração essa que poderia danificar o equipamento electrónico de leitura.

A segunda fase do ensaio consistiu em solicitar a parede, devido à acção da deformação do componente estrutural superior, considerando nesta fase, tal como na fase anterior, que o suporte já se encontrava com deformação excessiva. Esta simulação foi efectuada, mediante a aplicação de uma carga de forma contínua, por intermédio do macaco hidráulico, sobre as vigas de madeira, que devido à sua rigidez, permitiram distribuir a carga de forma variável com um máximo a meio vão e um mínimo nos extremos.

Foram registadas as seguintes medições:

- Dimensões da parede sujeita à carga;
- Cotagem dos diversos pontos de leitura das deformações;
- Evolução das cargas ao longo do tempo;
- Evolução das deformações, ao longo do tempo, nos seis pontos considerados.



Figura 8.7: Viga superior destinada à mobilizar a reacção do macaco hidráulico. Tirantes na zona de aplicação do macaco



Figura 8.8: Estrutura secundária destinada ao suporte do equipamento de leitura de deformações

8.5. Parede tipo “PD11MO1”

8.5.1. Ensaio de carga sobre a parede íntegra

Este ensaio, realizado em 2004.06.01 foi efectuada 28 dias após a montagem da parede. O procedimento de ensaio foi de acordo com o descrito em 8.4., tendo sido realizadas as duas

fases de carregamento. Na primeira não ocorreu qualquer tipo de fissuração. Na segunda fase o ensaio foi interrompido após o aparecimento da primeira fissura.

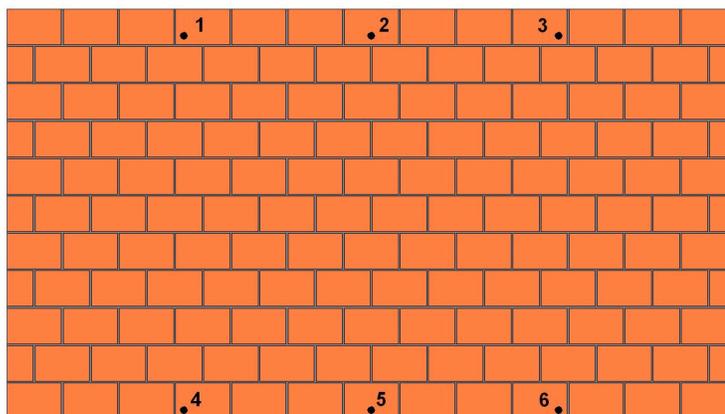


Figura 8.9: Posições de leitura das deformações

8.5.1.1. Resultados

Após ter sido retirada a chapa de montagem, a parede ficou solicitada ao seu peso próprio, nas condições definidas no seu modelo estrutural. A deformação obtida na posição 5 foi de 0.3 mm.

Na segunda fase do ensaio foi efectuado o carregamento, tendo ocorrido a primeira fissura para uma carga de cerca de 55 kN. Esta fissura situou-se a meio vão da parede e com desenvolvimento vertical da base da parede para o topo (figuras 8.10 e 8.11).

A carga que provocou o aparecimento da primeira fissura na parede, conduziu a uma deformação máxima, na posição 2, isto é, no topo da parede e a meio vão, de 1.868 mm.

Os resultados mais significativos encontram-se indicados no quadro 8.1, estando representado na figura 8.12 os deslocamentos em cada uma das posições função da força aplicada.

8.5.1.2. Análise dos resultados

Na primeira fase de carregamento a parede manteve-se sem qualquer anomalia. Na segunda fase, foi necessário forçar o aumento do deslocamento vertical da parede até ao aparecimento da fissuração, mediante a deformação do componente estrutural superior. Esta deformação foi simulada através da aplicação de uma carga vertical variável com o máximo a meio vão, obtida a partir da colocação de duas vigas de madeira no topo da parede, sobre as quais foi aplicada uma carga concentrada máxima de 55 kN.



Figura 8.10: Aspecto geral da fissura situada a meio vão da parede entre a 1.^a e a 4.^a fiada



Figura 8.11: Aspecto geral da fissura situada a meio vão da parede entre a 4.^a e a 8.^a fiada

Quadro 8.1: Valores significativos obtidos no ensaio relativos à força e aos deslocamentos. Parede íntegra “PD11MO1”

TEMPO (s)	FORÇA (kN)	DEFORMAÇÕES (mm)						OBSERVAÇÕES
		1	2	3	4	5	6	
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
30	13.25	0.188	0.446	0.163	0.132	0.168	0.141	
60	22.97	0.285	0.649	0.350	0.233	0.317	0.227	
90	32.25	0.304	0.780	0.424	0.282	0.385	0.275	
120	44.18	0.370	1.002	0.553	0.356	0.540	0.439	
150	55.23	0.724	1.868	0.935	0.650	1.622	0.636	Rotura

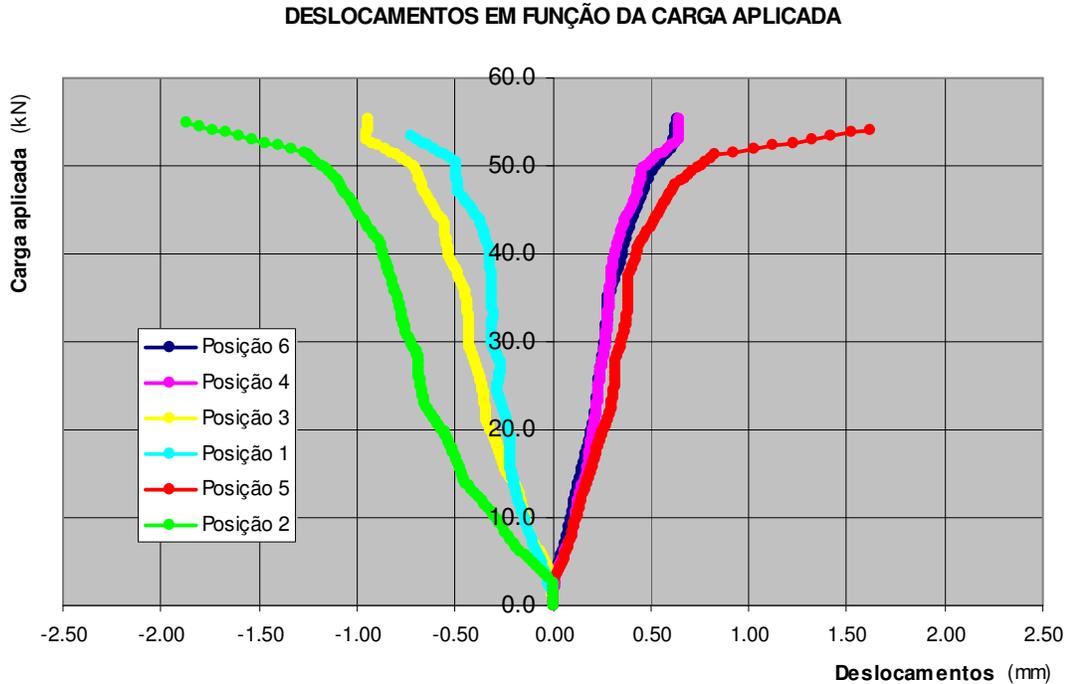


Figura 8.12: Gráfico dos deslocamentos em função da carga aplicada. Parede íntegra “PD11MO1”.

A deformação na posição 2, apesar de não ter sido determinada, terá um valor superior à obtida para a posição 5. Contudo, atendendo à grandeza do valor medido e ao erro cometido inerente ao instrumento de medida usado, será lícito admitir que na posição 2 o valor da deformação obtida na primeira fase do carregamento é igual ao obtido para a posição 5. Assim sendo, a deformação total da parede na posição 2 foi de 2.168 mm, resultando da soma da deformação devida ao peso próprio com a deformação obtida na segunda fase do carregamento.

De acordo com os pressupostos atrás enunciados, esta deformação será também a mesma do componente estrutural superior no ponto adjacente a esta posição. Assim podemos afirmar que a flecha, f_{ps} , dada por:

$$f_{ps} = \frac{L}{1845} = \frac{4000}{1845} = 2.168 \text{ mm},$$

foi a deformação do componente superior, que conduziu à mobilização de uma acção vertical sobre a parede apoiada sobre um suporte deformável.

Por outro lado, a deformação da parede na posição 5 foi de 1.622 mm que adicionada à da primeira fase, resulta uma deformação total de 1.922 mm, correspondendo a flecha, f_{pi} , dada por:

$$f_{pi} = \frac{L}{2081} = \frac{4000}{2081} = 1.922 \text{ mm},$$

sendo este, o valor da deformação máxima que a parede pode suportar sem que ocorram anomalias.

Como já foi referido o REBAP [1], impõe, para os componentes estruturais, uma flecha, presumivelmente a longo prazo de:

$$f_{lp} = \frac{L}{400}$$

Admitindo, que em termos médios a flecha a longo prazo é dada por:

$$f_{lp} = 2.5 \times f_{inst} = \frac{L}{400}$$

onde:

- f_{lp} flecha a longo prazo do componente estrutural;
- f_{inst} flecha instantânea do componente estrutural.

Resulta:

$$f_{inst} = \frac{L}{1000}$$

Quando a parede é construída, o suporte e o componente estrutural superior, já se encontram deformados, pelo que o assentamento desta acompanhará, ao longo do seu plano, o desenvolvimento das deformações já introduzidas nos componentes adjacentes. Essas deformações iniciais, f_{cpe} , são resultantes dos pesos próprios dos elementos estruturais, que nos casos correntes, equivalem a cerca de 45 % da aplicação do carregamento total, isto é, correspondem a uma mobilização de 45 % da flecha instantânea do suporte. Com a totalidade do carregamento do edifício é mobilizada a restante parte da flecha instantânea do suporte, isto é, 55 % da flecha instantânea, que corresponde a uma flecha, f_{cr} .

Assim teremos:

$$f_{inst} = f_{cpe} + f_{cr}$$

Onde:

$$f_{cpe} = 0.45 \times f_{inst} = \frac{L}{2222}$$

$$f_{cr} = 0.55 \times f_{inst} = \frac{L}{1818} .$$

Para este tipo de parede, o restante valor da flecha, f_{cr} , a ser mobilizada pelo suporte, após a mobilização da flecha inerente ao peso próprio dos elementos estruturais, é sensivelmente igual ao obtido para a flecha na base da parede, f_{pi} . Esta conjuntura poderá significar, que as anomalias provavelmente só ocorrerão após a conclusão da obra, com o aparecimento nos componentes estruturais, dos fenómenos decorrentes da deformação lenta do betão.

Atendendo a que, na aceção do EC6 [2], o coeficiente de fluência a tempo infinito, para as unidades de alvenaria cerâmicas, é igual a 1 e no sentido de eliminar as anomalias resultantes da deformação dos suportes, as flechas a longo prazo, f_{ip} , dos componentes superior e inferior deveriam ser consideradas, no caso das paredes tipo “PD11MO1”, com o seguinte valor:

$$f_{ip} \leq f_{cpe} + f_{pi}$$

Donde resulta:

$$f_{ip} \leq \frac{L}{2222} + \frac{L}{2081} = \frac{L}{1073}$$

8.5.2. Ensaio de carga sobre a parede reabilitada

Após a realização do ensaio da parede íntegra, esta foi calçada e procedeu-se à sua reabilitação, que consistiu no seguinte:

- Remoção completa do septo vertical exterior de um dos furos dos tijolos da primeira fiada;
- Colocação de um varão de 10 mm de diâmetro em aço da classe A400NR, no espaço do furo (figura 8.13);
- Aplicação de argamassa do tipo “MO1”, à qual foi adicionada um acelerador de presa, envolvendo o varão e refechando completamente o espaço pelo intervencionado (figura 8.14);
- No dia seguinte, foi efectuada idêntica operação para o furo situada no lado oposto.

Este ensaio de carga foi realizado em 2004.07.19, 28 dias após a realização da operação atrás descrita. O procedimento de ensaio foi de acordo com o descrito em 8.4. Na figura 8.15 é possível verificar o aspecto geral da parede montada no pórtico de ensaio. Como não foi possível garantir um apoio indeformável, no período de tempo compreendido entre a reabilitação e o ensaio, só foi considerada a segunda fase de carregamento.



Figura 8.13: Remoção completa do septo vertical exterior de um dos furos dos tijolos para aplicação da armadura



Figura 8.14: Aspecto exterior dos tijolos após o refechamento do espaço intervencionado com argamassa

8.5.2.1. Resultados

O ensaio foi interrompido após rotura por esmagamento dos septos verticais limítrofes do primeiro nível de furos do tijolo, situados sobre o apoio direito, ficando a parede apoiada na viga inferior do pórtico, como pode ser verificado pela figura 8.16. Essa rotura ocorreu para uma carga próxima dos 93 kN.



Figura 8.15: Aspecto geral da parede antes do ensaio



Figura 8.16: Rotura por esmagamento dos septos verticais limítrofes do primeiro nível de furos do tijolo

A carga que provocou o aparecimento da primeira fissura na parede, conduziu a uma deformação máxima de 1.121 mm na posição 2.

Os resultados mais significativos encontram-se indicados no quadro 8.2, estando representado a figura 8.17 os deslocamentos em cada uma das posições função da força aplicada.

Quadro 8.2: Valores significativos obtidos no ensaio relativos à força e aos deslocamentos. Parede reabilitada “PD11MO1”

TEMPO (s)	FORÇA (kN)	DEFORMAÇÕES (mm)						OBSERVAÇÕES
		1	2	3	4	5	6	
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
30	17.67	0.099	0.207	0.188	0.106	0.112	0.166	
60	35.34	0.255	0.429	0.273	0.200	0.231	0.261	
90	53.02	0.346	0.565	0.357	0.245	0.316	0.342	
120	70.69	0.441	0.699	0.488	0.350	0.478	0.449	
150	77.32	0.466	0.784	0.566	0.412	0.550	0.540	
180	83.94	0.521	0.880	0.640	0.486	0.654	0.634	
210	89.24	0.597	1.025	0.741	0.547	0.749	0.734	
224	92.78	0.635	1.121	0.782	0.631	0.812	0.834	Rotura

8.5.2.2. Análise dos resultados

A introdução da armadura, como forma de reabilitar a parede, conferiu-lhe:

- Uma capacidade resistente superior à inicial, pois a carga de rotura passou de 55 kN para 93 kN;
- As deformações da parede reabilitada, nas posições de referência, foram inferiores às obtidas na parede íntegra.

Estando em presença de uma viga parede, cuja secção é caracterizada, para este tipo de carregamento, por estar comprimida superiormente e traccionada inferiormente. É óbvio, que o aumento da capacidade resistente se deve sobretudo à armadura introduzida, pois dada a sua resistência à tracção, veio resolver a insuficiência a esta propriedade mecânica que a parede inicial detinha.

A redução das deformações, mesmo para um carregamento superior, poderá estar, também associada à introdução da armadura. Assimilando a parede a uma estrutura triangular, constituída por duas diagonais ligadas aos extremos do banzo inferior, para uma carga vertical, as diagonais estarão comprimidas e o banzo inferior estará traccionado. O aumento do módulo

de elasticidade do banzo, mantendo a mesma área, provocará a diminuição do deslocamento vertical do vértice superior da estrutura triangular. Por analogia poderá ser possível afirmar que idêntico fenómeno ocorreu com a colocação da armadura.

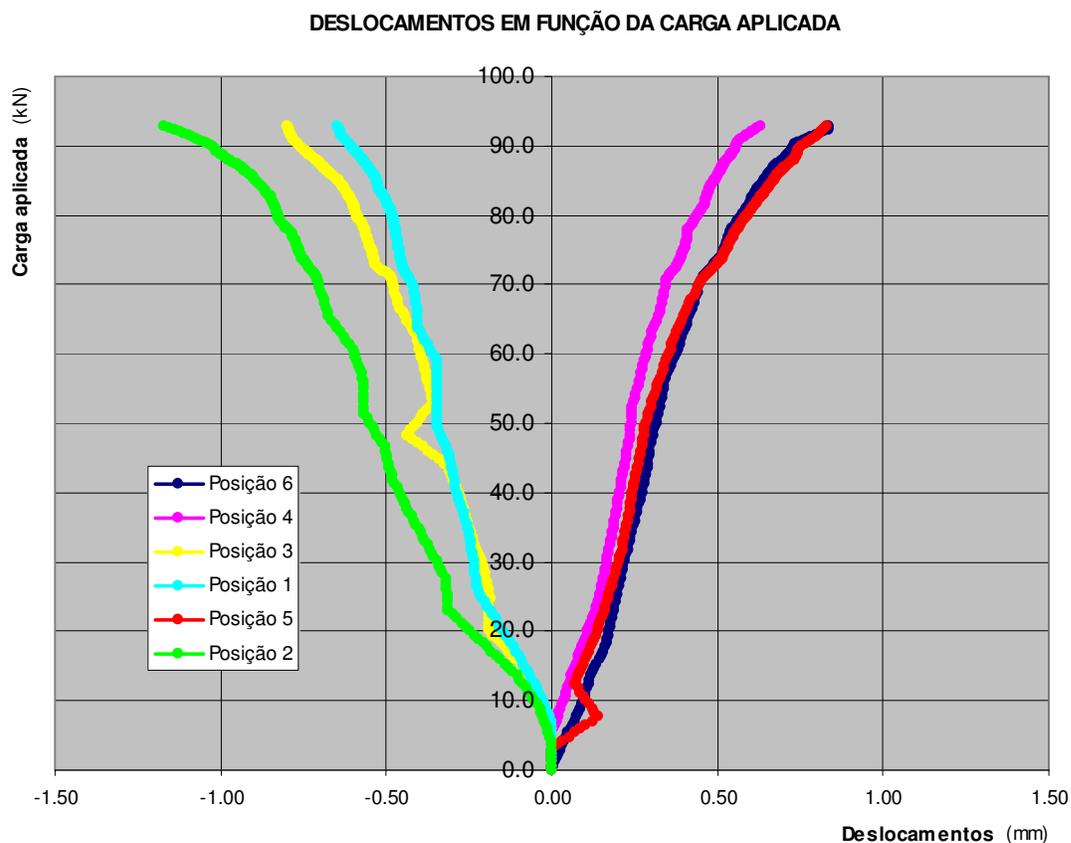


Figura 8.17: Gráfico dos deslocamentos em função da carga aplicada. Parede reabilitada, “PD11MO1”

8.6. Parede tipo “PD11MO2”

8.6.1. Ensaio de carga sobre a parede íntegra

Este ensaio de carga foi realizado em 2004.09.30, 28 dias após a montagem da parede. O procedimento de ensaio foi de acordo com o descrito em 8.4. Só foi realizada a primeira fase do ensaio, pois a primeira fissura ocorreu com a aplicação do peso próprio.

8.6.1.1. Resultados

Após ter sido retirada a chapa de montagem, a parede ficou solicitada ao seu peso próprio, tendo ocorrido simultaneamente a primeira fissura, resultante do desligamento entre a primeira e a segunda fiada de tijolos da parede (figuras 8.18 e 8.19). O peso próprio da parede correspondeu a um carregamento de 8 kN.

Pelas razões apontadas em 8.4., não estava disponível o equipamento de leitura de deformações, pelo que estas, relativamente às posições 4, 5 e 6, foram determinadas indirectamente segundo os seguintes pressupostos:

- Os pontos sobre os apoios mantêm-se inalterados, mesmo após carregamento;
- A parede foi montada sobre um suporte indeformável;
- A viga inferior da parede é um referencial fixo.

Assim foi possível definir uma recta passando pelos dois pontos com deslocamento igual a zero, representando a posição da parede antes do ensaio. Após o ensaio, medindo as distâncias entre os vértices inferiores dos tijolos da base da parede e o referencial fixo, foi possível estabelecer todo um conjunto de pontos, aos quais foi aproximada uma função, representativa das suas cotas, com a seguinte expressão:

$$y = 0.0008 x^2 - 0.0039 x + 0.0956$$

com:

$$R^2 = 0.69$$

Efectuando a diferença, segundo a direcção pretendida, para cada posição, entre esta função e a recta anteriormente definida, foi possível obter, de forma aproximada, a deformação da parede sob efeito do seu peso próprio. Na figura 8.20 são apresentados os gráficos correspondentes à avaliação indirecta dos deslocamentos em cada uma das posições. A deformação máxima foi de 3.4 mm, tendo sido obtida na posição 5. Os resultados mais significativos deste ensaio, encontram-se indicados no quadro 8.3.

8.6.1.2. Conclusões

Como já foi dito, não foi possível determinar a deformação na posição 2. Contudo é lícito concluir que esta deformação será superior à obtida na posição 5, sendo as respectivas flechas relacionadas por:

$$f_{ps} \geq f_{pi}$$

De acordo com os resultados obtidos, a deformação na posição 5, foi de 3.4 mm, correspondendo a uma flecha, f_{pi} , dada por:

$$f_{pi} = \frac{L}{1176} = \frac{4000}{1176} = 3.4 \text{ mm}$$

Mantêm-se válidas as considerações efectuadas em 8.5.1.2., relativas à evolução das deformações no período de execução dos componentes e ao efeito de fluência. Atendendo a que, na acepção do EC6 [2], o coeficiente de fluência a tempo infinito, para as unidades de alvenaria cerâmicas, é igual a 1 e no sentido de eliminar as anomalias resultantes da deformação dos suportes, as flechas a longo prazo, f_{lp} , dos componentes superior e inferior deveriam ser consideradas, no caso das paredes tipo “PD11MO2”, com o seguinte valor:

$$f_{lp} \leq f_{cpe} + f_{pi}$$

Donde resulta:

$$f_{lp} \leq \frac{L}{2222} + \frac{L}{1176} = \frac{L}{769}$$

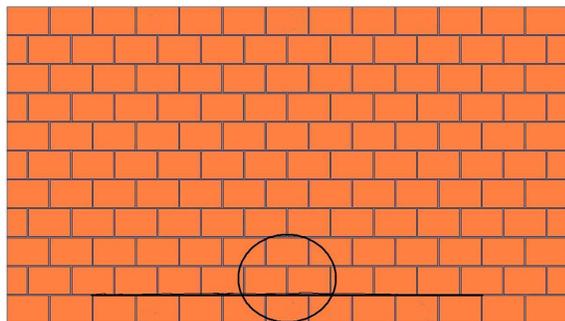


Figura 8.18: Esquema da zona fissurada



Figura 8.19: Pormenor da zona fissurada

8.6.2. Ensaio de carga sobre a parede reabilitada

Após a realização do ensaio da parede íntegra, esta foi calçada e procedeu-se à sua reabilitação, usando um processo semelhante ao indicado em 8.5.2., com a excepção da posição onde foi colocada a armadura. Neste caso, atendendo ao tipo e ao local da fissura, foram removidos os septos verticais exteriores da fiada superior de furos dos tijolos, de modo a ser possível, para além da colocação da armadura, restabelecer a ligação entre a primeira e segunda fiada de tijolo da parede.

AVALIAÇÃO INDIRECTA DAS DEFORMAÇÕES

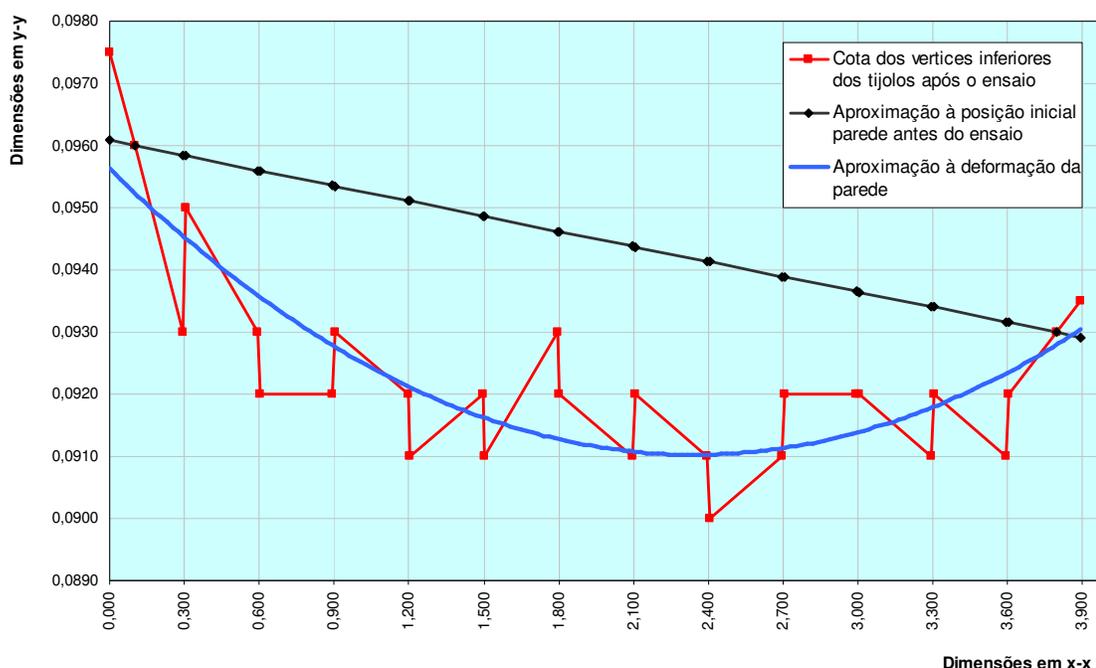


Figura 8.20: Avaliação indirecta das deformações. Parede íntegra “PD11MO2”

Quadro 8.3: Valores significativos obtidos no ensaio relativos à força e aos deslocamentos. Parede íntegra “PD11MO2”

TEMPO (s)	FORÇA (kN)	DEFORMAÇÕES (mm)						OBSERVAÇÕES
		1	2	3	4	5	6	
0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
1	8.00	nd	nd	nd	3.0	3.4	2.6	Rotura

Observações:

nd – Não foi possível determinar este valor.

Este ensaio de carga foi em realizado em 2004.11.10, 28 dias após a realização da operação anteriormente descrita. O procedimento de ensaio foi de acordo com o descrito em 8.4. Na figura 8.21 é possível verificar o aspecto da parede na zona onde foi efectuada a reabilitação, estando apresentado na figura 8.22., um detalhe da zona intervencionada junto ao apoio. Como não foi possível garantir um apoio indeformável, no período de tempo compreendido entre a reabilitação e o ensaio, só foi considerada a segunda fase de carregamento.



Figura 8.21: Aspecto da parede na zona onde foi efectuada a reabilitação



Figura 8.22: Detalhe da reabilitação junto ao apoio da parede

8.6.2.1. Resultados

Efectuado o carregamento, o ensaio foi interrompido após o aparecimento da primeira fissura, que ocorreu para uma carga de 53 kN.

Esta fissura situou-se acima da linha definida pela aplicação da armadura e com desenvolvimento a 45 graus a partir do apoio esquerdo, como pode ser verificado nas figuras 8.23 e 8.24. Em alguns tramos esta fissura tinha cerca 3 a 4 mm de espessura.

A carga que provocou o aparecimento da primeira fissura na parede, conduziu a uma deformação máxima de 0.485 mm na posição 5.

Os resultados mais significativos encontram-se indicados no quadro 8.4, estando representado a figura 8.25 os deslocamentos em cada uma das posições função da força aplicada.

8.6.2.2. Análise de resultados

A introdução da armadura, como forma de reabilitar a parede, tal como já tinha acontecido com a reabilitação da parede tipo “PD11MO1”, conferiu-lhe:

- Uma capacidade resistente superior à inicial, pois a carga de rotura passou de 8 kN para 53 kN;
- As deformações da parede reabilitada, nas posições de referência conhecidas, foram inferiores às obtidas na parede íntegra.

O funcionamento mecânico ocorrido com a reabilitação desta parede foi semelhante ao descrito em 8.5.2.2. Contudo a existência de fissuração com desenvolvimento a 45 graus a

partir do apoio esquerdo, poderá significar ter sido ultrapassada a resistência ao corte da parede.



Figura 8.23: Vista geral da fissuração a 45 graus na zona esquerda da parede



Figura 8.24: Detalhe da zona fissurada junto ao apoio esquerdo

Quadro 8.4: Parede reabilitada, “PD11MO2”. Valores significativos obtidos no ensaio relativos à força e aos deslocamentos

TEMPO (s)	FORÇA (kN)	DEFORMAÇÕES (mm)						OBSERVAÇÕES
		1	2	3	4	5	6	
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
30	17.7	-0.026	0.182	-0.041	0.050	0.048	0.023	
60	28.7	-0.014	-0.134	0.039	0.169	0.170	0.107	
90	44.2	-0.327	-0.025	0.262	0.447	0.400	0.316	
120	53.0	-0.308	0.180	0.399	0.571	0.485	0.375	Rotura

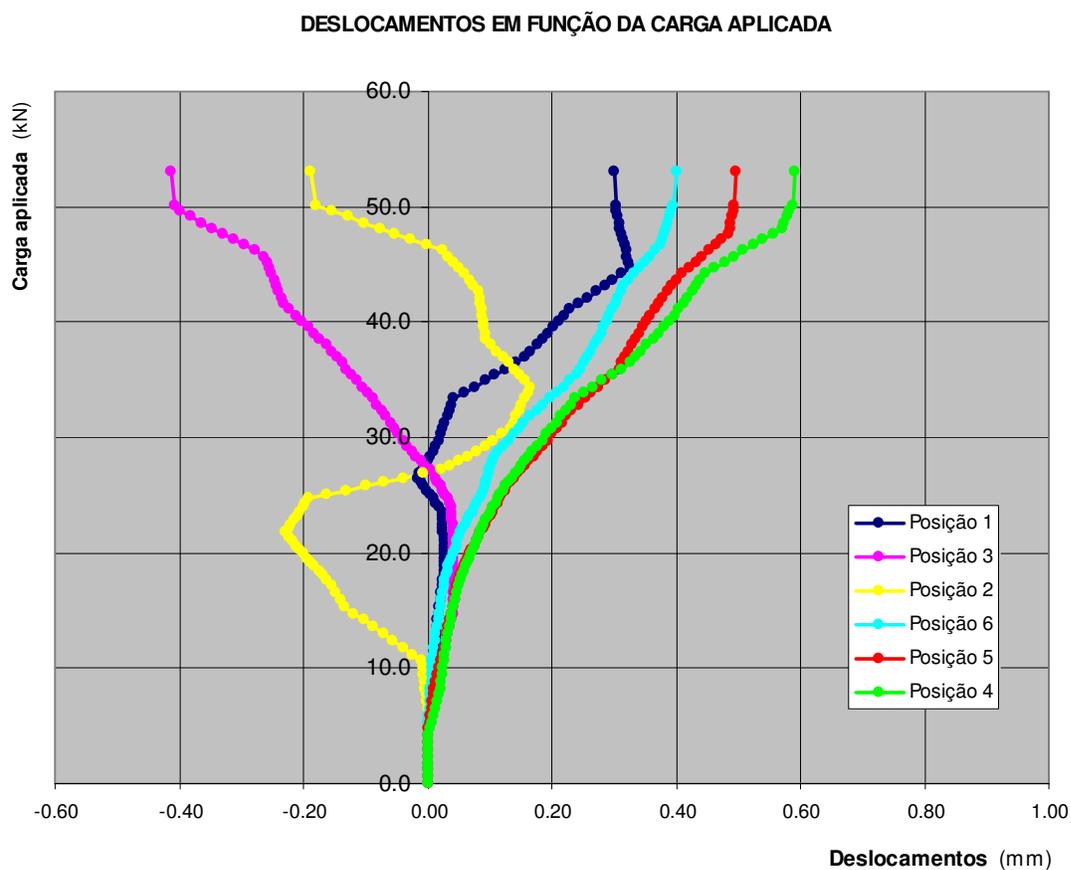


Figura 8.25: Gráfico dos deslocamentos em função da carga aplicada. Parede reabilitada “PD11MO2”

8.7. Conclusões

Dos resultados obtidos, pode-se concluir:

- Os suportes ou os componentes superiores das paredes parede tipo “PD11MO1”, não deveriam ultrapassar a flecha a longo prazo de:

$$\frac{L}{1073};$$

- Os suportes ou os componentes superiores das paredes parede tipo “PD11MO2”, não deveriam ultrapassar a flecha a longo prazo de:

$$\frac{L}{769};$$

- As paredes efectuadas com a argamassa do tipo “MO2”, têm melhor capacidade de acomodação às deformações;
- As paredes rehabilitadas relativamente às paredes íntegras, apresentaram melhor comportamento ao nível da capacidade resistente, assim como, do ponto de vista das deformações obtidas. Esta situação deveu-se sobretudo ao método usado na reabilitação, pois ao introduzir a armadura na base da parede, conferiu-lhes o funcionamento de viga-parede armada.

9. Análise numérica

9.1. Introdução

Neste capítulo irão ser analisados numericamente os valores obtidos pela via experimental, de forma a serem extrapolados os resultados para casos particulares e analisados alguns pontos singulares das paredes. Por outro lado, relativamente às acções horizontais, irá ser realizada uma análise comparativa entre os resultados obtidos a partir das expressões definidas no EC6 [2] e os resultados obtidos com recurso a um software de elementos finitos, sendo posteriormente realizadas várias extrapolações para casos particulares.

9.2. Acções verticais

Dos resultados obtidos no capítulo 8, relativamente às deformações das paredes íntegras, pode concluir-se que os suportes ou os componentes superiores das paredes não deveriam ultrapassar a flecha a longo prazo:

$$\frac{L}{1073} \text{ e } \frac{L}{769}$$

respectivamente, para as paredes tipo “PD11MO1” e “PD11MO2”.

9.2.1. Casos particulares

No sentido de se estudarem alguns casos particulares das paredes ensaiadas “in situ”, nomeadamente, com a introdução de aberturas referentes a portas e a janelas, com especial interesse para as paredes do tipo “PD11MO1”, pois foram as que se revelaram mais potenciadoras de anomalias, foi efectuada a análise numérica com recurso a um software de elementos finitos das seguintes modelações:

- Simulação do modelo com as características mecânicas da alvenaria ensaiada “in situ”, para o carregamento que produziu a primeira fissura. Estabelecer a análise comparativa das deformações obtidas numericamente com as deformações obtidas experimentalmente, no sentido de aferir o modelo;
- Com o modelo anterior aferido, dotá-lo de aberturas e avaliar os respectivos resultados, sob o ponto de vista de deformações e de pontos singulares.

9.2.1.1. Simulação numérica da parede “PD11MO1”

Foi efectuada a simulação numérica da parede “PD11MO1”, tendo sido consideradas as dimensões de 4.00 x 2.00 m, com uma resistência característica à compressão de 0.8 N/mm², um módulo de elasticidade de 800 N/mm² e um carregamento semelhante ao que produziu a primeira fissura na referida parede quando esta foi ensaiada. Os dados introduzidos e os respectivos resultados, são apresentados no anexo n.º 2.

Na figura 9.1 apresentam-se as posições de leitura das deformações. No quadro 9.1 efectua-se a comparação das deformações obtidas numericamente com as deformações obtidas experimentalmente, no sentido de aferir o modelo numérico.

Pela análise dos resultados, constata-se que os dois tipos de deformações em estudo têm valores muito próximos a meio vão, isto é, nas posições 2 e 5. Nos quartos de vão os resultados apresentam algumas diferenças significativas. Contudo, atendendo a que as deformações com interesse ao presente estudo são as referidas a meio vão, será de admitir o presente modelo como válido. Sob o ponto de vista de tensões, registam-se as tracções instaladas na zona central da base da parede, situação esta que parece justificar o tipo de fissuração obtido no ensaio experimental da parede (figura 9.1).

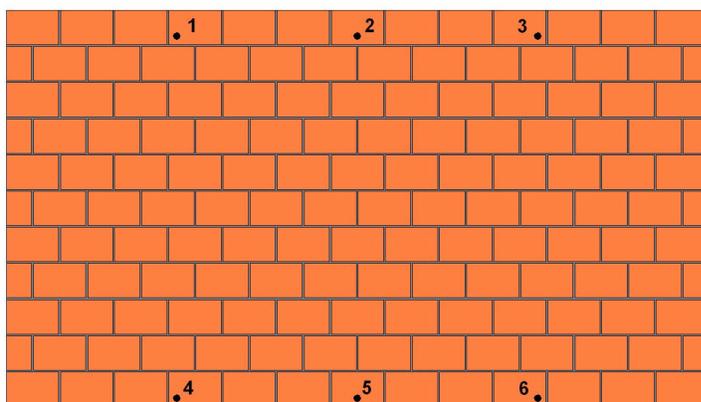


Figura 9.1: Posições de leitura das deformações

Quadro 9.1: Deformações significativas obtidas por via experimental e por via numérica. Parede íntegra, “PD11MO1”.

AVALIAÇÃO	DEFORMAÇÕES (mm)						OBSERVAÇÕES
	1	2	3	4	5	6	
EXPERIMENTAL	0.724	1.868	0.935	0.650	1.622	0.636	
NUMÉRICA	1.320	1.890	1.320	1.180	1.540	1.180	

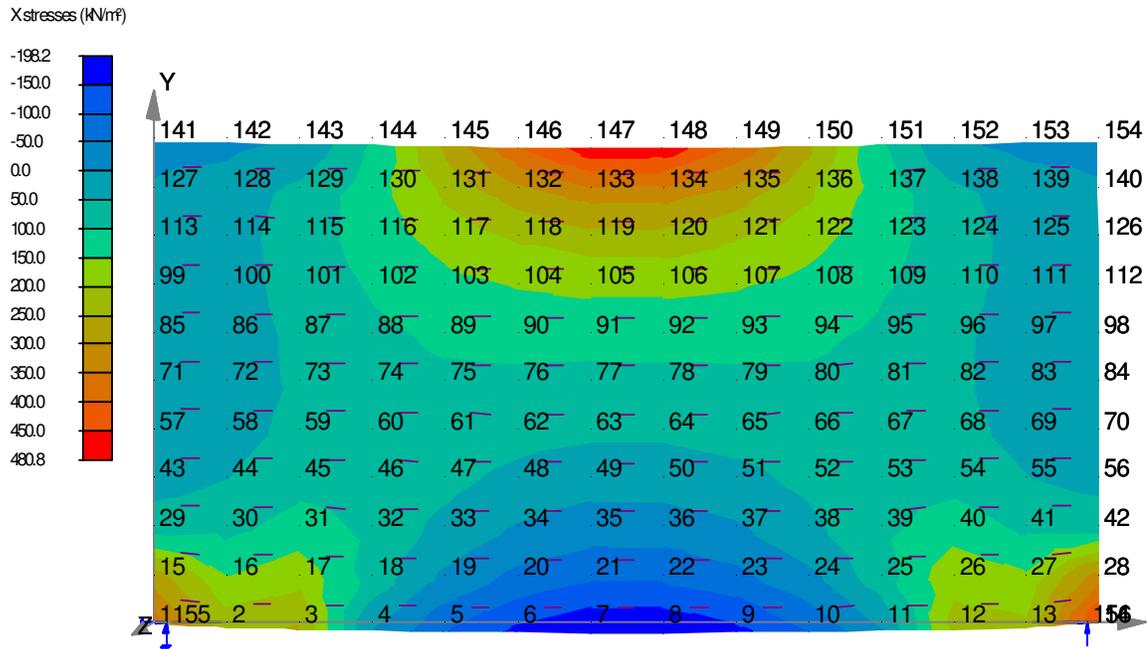


Figura 9.2: Tensões instaladas na parede “PD11MO1”

9.2.1.2. Simulação numérica da parede “PD11MO1” com abertura tipo “Janela”

Foi efectuada a simulação numérica da parede “PD11MO1”, introduzindo-lhe uma abertura tipo “Janela” na zona central da parede, com as dimensões de 1.50 x 0.60 m. As características geométricas, mecânicas e o carregamento considerado para o caso anterior foram mantidos sem qualquer alteração na presente simulação. Encontram-se disponíveis os dados introduzidos e os respectivos resultados no anexo n.º 3.

No quadro 9.2 encontram-se apresentadas as deformações mais significativas, obtidas numericamente para a parede com abertura do tipo “Janela”.

Pela análise comparativa dos resultados obtidos para a presente simulação em relação à efectuada para a parede sem qualquer abertura, constata-se:

- Houve uma pequena redução das deformações na base da parede;
- As deformações no topo da parede foram altamente incrementadas;
- Sob o ponto de vista de tensões, registaram-se tracções na zona central da base da parede, assim como, na zona central da padieira. Para a verificação da estabilidade da parede, dada a sua reduzida resistência à tracção, estas zonas deveriam ser armadas (figura 9.3);

- Registaram-se várias zonas da parede onde, eventualmente foi ultrapassada a resistência à compressão, 0.8 N/mm^2 , nomeadamente na zona central entre a padieira e o topo da parede (figura 9.3).

Quadro 9.2: Deformações significativas obtidas por via numérica para a parede “PD11MO1”, com abertura tipo “Janela”

PAREDE COM ABERTURA TIPO “JANELA”	DEFORMAÇÕES (mm)						OBSERVAÇÕES
	1	2	3	4	5	6	
	1.460	3.090	1.460	1.070	1.220	1.070	

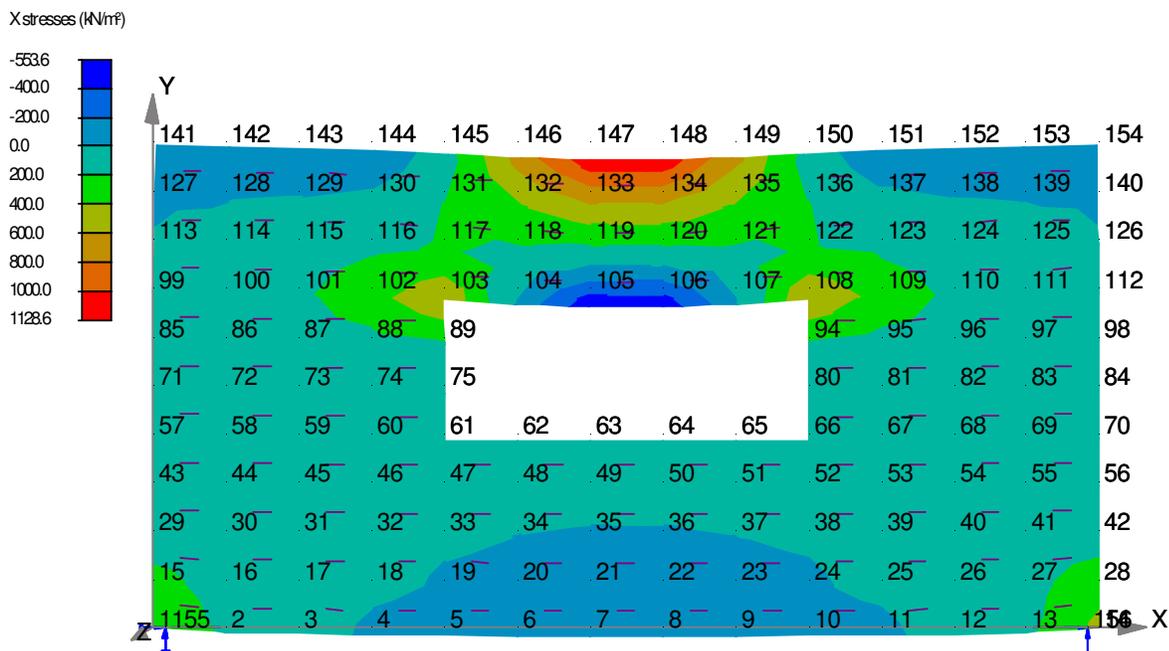


Figura 9.3: Tensões instaladas na parede “PD11MO1”, com abertura do tipo “Janela”

9.2.1.3. Simulação numérica da parede “PD11MO1” com abertura tipo “Porta”

Foi efectuada a simulação numérica da parede “PD11MO1”, introduzindo-lhe uma abertura tipo “Porta” na zona central da parede, com as dimensões de $0.90 \times 1.40 \text{ m}$. As características geométricas, mecânicas e o carregamento considerado para o caso anterior foram mantidos sem qualquer alteração na presente simulação. Encontram-se disponíveis os dados introduzidos e os respectivos resultados no anexo n.º 4.

No quadro 9.3 encontram-se apresentadas as deformações mais significativas, obtidas numericamente para a parede com abertura do tipo “Porta”.

Pela análise comparativa dos resultados obtidos para a presente simulação em relação à efectuada para a parede sem qualquer abertura, constata-se:

- As deformações na base da parede, nos pontos determinados, apresentam valores muito semelhantes aos obtidos para a parede sem aberturas;
- As deformações no topo da parede foram altamente incrementadas, embora com valores inferiores aos obtidos para a parede com abertura tipo “Janela”;
- Sob o ponto de vista de tensões, registaram-se tracções na zona central da padieira, assim como, nas adjacências das ombreiras da porta na zona inferior desta. Para a verificação da estabilidade da parede, dada a sua reduzida resistência à tracção, estas zonas deveriam ser armadas (figura 9.4).

Quadro 9.3: Deformações significativas obtidas por via numérica para a parede “PD11MO1”, com abertura tipo “Porta”

PAREDE COM ABERTURA TIPO “PORTA”	DEFORMAÇÕES (mm)						OBSERVAÇÕES
	1	2	3	4	5	6	
	1.340	2.260	1.340	1.150	nd	1.150	

Observações:

nd – Não foi possível determinar este valor, por se situar na abertura.

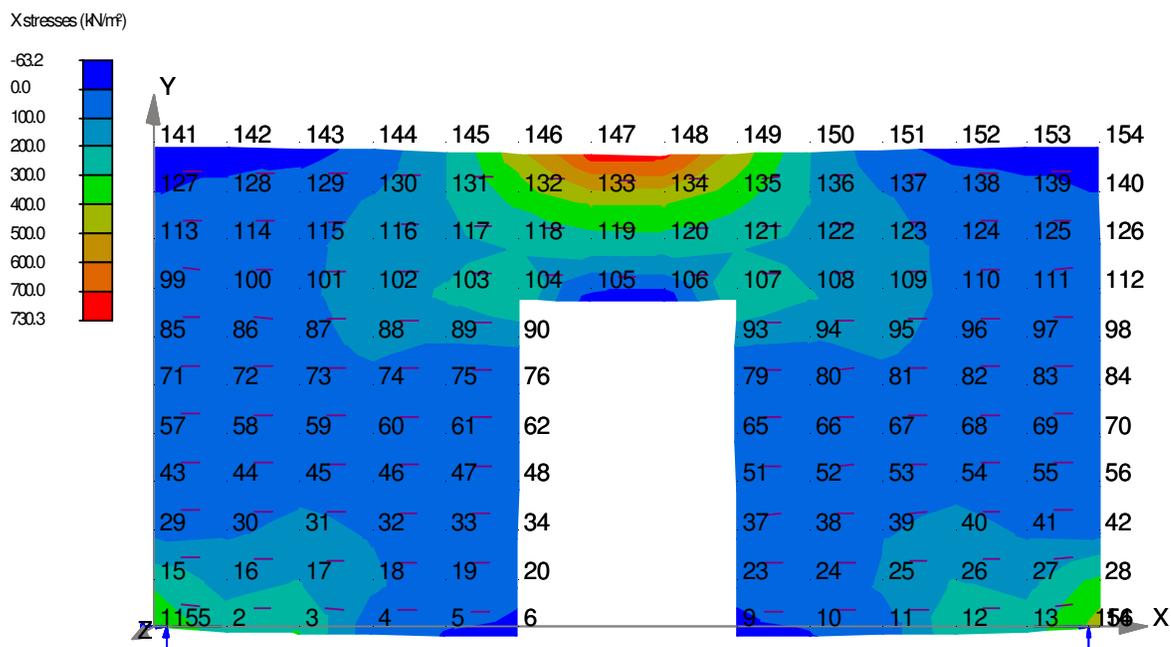


Figura 9.4: Tensões instaladas na parede “PD11MO1”, com abertura do tipo “Porta”

9.2.2. Pontos singulares

Relativamente ao estado limite último, o valor de cálculo do momento actuante numa viga de alvenaria armada, M_{Sd} , deve ser menor ou igual ao valor de cálculo do momento resistente da viga, M_{Rd} , isto é:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

Para efeitos de cálculo da área de armadura, a viga pode ser considerada como simplesmente apoiada, sendo a área de armadura, A_s , necessária na zona inferior da viga, determinada por:

$$A_s = \frac{M_{Rd} \gamma_s}{f_{yk} z}$$

em que:

- M_{Rd} é o valor de cálculo do momento resistente;
- f_{yk} é o valor característico da tensão de cedência da armadura;
- γ_s é o coeficiente parcial de segurança relativo ao aço;
- z é o braço do binário resistente que pode ser considerado igual a 0.8 h;
- h é a altura total de viga.

Para a verificação da segurança em relação ao estado limite último, não é necessária armadura de esforço transverso se o valor de cálculo da resistência ao corte da viga de alvenaria armada, V_{Rd1} , for superior ou igual ao valor de cálculo do esforço transverso actuante, V_{Sd} , isto é:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

em que:

- V_{Sd} é o valor de cálculo do esforço transverso na face de apoio;
- V_{Rd1} é o valor de cálculo da resistência ao corte da viga-parede de alvenaria armada.

$$V_{Rd1} = \frac{f_{vk} b d}{\gamma_M}$$

- b é a largura mínima da viga na sua altura útil;
- d é a altura útil da viga, que pode ser considerada igual a 0.84 h;

- f_{vk} é o valor característico da resistência à compressão da alvenaria na direcção do carregamento ou do betão de enchimento, aquele valor que for menor;
- γ_M é o coeficiente parcial de segurança relativo à alvenaria ou ao betão de enchimento.

A título de exemplo neste número irá ser verificada a estabilidade da padeira da abertura tipo “janela”.

Sendo:

- Vão, $L = 1.50$ m;
- Espessura da parede, $b = 110$ mm;
- Altura, $h = 0.60$ m
- Peso específico da parede revestida, $\rho = 18$ kN/m³.

Teremos:

$$p = \rho \times b = 18 \times 0.11 = 1.98 \text{ kN/m}^2.$$

$$M_{sd} = \gamma_f \frac{p h L^2}{8} = 1.5 \times \frac{1.98 \times 0.60 \times 1.5^2}{8} = 0.50 \text{ kNm}$$

Para:

- $f_{yk} = 500$ MPa;
- $z = 0.8 h = 0.48$ m

Resulta:

$$A_s = \frac{M_{sd} \gamma_s}{f_{yk} z} = \frac{0.50 \times 10^6 \times 1.15}{500 \times 480} = 2.40 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{0.075 \times b \times h}{100} = 49.5 \text{ mm}^2$$

A armadura mínima é superior à armadura obtida pelo momento de cálculo, logo será esta a armadura a colocar na padeira.

$$V_{sd} = \gamma_f \frac{p h L}{2} = 1.5 \times \frac{1.98 \times 0.60 \times 1.5}{2} = 1.34 \text{ kN}$$

$$V_{Rd1} = \frac{f_{vk} b d}{\gamma_M} = \frac{0.1 \times 110 \times (0.84 \times 600)}{2.5} = 2.22 \text{ kN}.$$

Não é necessária armadura de esforço transversal, pois:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}.$$

9.2.3. Consideração do efeito de arco entre os apoios

A parede possui rigidez elevada face ao suporte. Quando o suporte se deforma, a parede desliga-se na sua parte central e fica apoiada nos seus extremos. Assim, produzem-se na parede tensões de compressão por efeito de arco e tensões de tracção na parte inferior da parede, que podem produzir fissuração e inclusive a rotura total da parede, se houver deslizamento dos apoios extremos. Se não forem tidas em conta as considerações sobre as deformações a longo prazo, definidas no capítulo anterior será necessário, efectuar o dimensionamento para o funcionamento em arco entre os apoios.

O momento máximo de cálculo aplicado vale:

$$M_{sd} = \gamma_f \frac{p h L^2}{8},$$

devendo ser menor ou igual ao valor de cálculo do momento resistente da viga, M_{Rd} , isto é:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

Em caso algum, o momento resistente, M_{Rd} , deve ser considerado superior a:

$$\frac{0.4 f_k b d^2}{\gamma_M}$$

em que:

- h é a altura total da parede
- b é a largura de viga;
- L é o vão livre da abertura;
- d é a altura útil da viga, que pode ser considerada igual a $0.84 h$;
- z é o braço do binário resistente na viga;
- f_k é o valor característico da resistência à compressão da alvenaria na direcção do carregamento ou do betão de enchimento, considerando-se o valor que for menor;
- γ_M é o coeficiente parcial de segurança relativo à alvenaria ou ao betão de enchimento.

Onde o braço do binário resistente na viga, z , pode ser dado pelo menor dos valores:

$$z = 0.7 l_{ef}, \text{ ou}$$

$$z = 0.4 h + 0.2 l_{ef}$$

em que:

$$l_{ef} = 1.15 L;$$

Considerando a reduzida deformabilidade das vigas-parede, adopta-se um valor reduzido para a tensão de cedência do aço ($f_{yk} = 400$ MPa). O valor da armadura A_s a colocar na parte inferior da viga-parede é igual a:

$$A_s = \frac{M_{Rd} \gamma_s}{f_{yk} z}$$

em que:

- f_{yk} é o valor característico da tensão de cedência da armadura;
- γ_s é o coeficiente parcial de segurança relativo ao aço;

O esforço transversal de cálculo máximo vale:

$$V_{sd} = \gamma_f \frac{p h L}{2}$$

Não será necessária armadura de esforço transversal 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 transversal actuante, V_{sd} , isto é:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1}$$

em que:

- V_{sd} é o valor de cálculo do esforço transversal na face de apoio;
- V_{Rd1} é o valor de cálculo da resistência ao corte da viga-parede de alvenaria armada.

$$V_{Rd1} = \frac{f_{vk} b d}{\gamma_M}$$

em que:

- b é largura mínima do elemento na sua altura útil;

- d é a altura útil do elemento, admitindo $d = 1.25z$
- f_{vk} é o valor característico da resistência à compressão da alvenaria na direcção do carregamento ou do betão de enchimento, aquele valor que for menor;
- γ_M é o coeficiente parcial de segurança relativo à alvenaria ou ao betão de enchimento.

A título de exemplo, neste número irá ser verificada a estabilidade da parede tipo “PD11MO1” objecto deste estudo.

Assim dados:

- Vão, $L = 4.00$ m;
- Espessura da parede, $b = 110$ mm;
- Altura, $h = 2.00$ m
- Peso específico da parede revestida, $\rho = 18$ kN/m³.

Considerando:

- $p = \rho \times b = 18 \times 0.11 = 1.98$ kN/m².

O momento máximo de cálculo aplicado vale:

$$M_{sd} = \gamma_f \frac{p h L^2}{8} = 1.5 \times \frac{1.98 \times 2.00 \times 4.0^2}{8} = 11.88 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} \leq \frac{0.4 f_k b d^2}{\gamma_M} = \frac{0.4 \times 0.8 \times 10^3 \times 0.11 \times (0.84 \times 2.00)^2}{2.5} = 39.74 \text{ kNm}$$

Ficando verificada a condição para o cálculo da armadura a colocar na parte inferior da parede.

Assim, considerando os seguintes valores para:

- $f_{yk} = 400$ MPa;
- $l_{ef} = 1.15 L = 4.60$ m
- $z = 0.4 h + 0.2 l_{ef} = 1.72$ m

Resulta que:

$$A_s = \frac{M_{sd} \gamma_s}{f_{yk} z} = \frac{11.88 \times 10^6 \times 1.15}{400 \times 1720} = 19.86 \text{ mm}^2$$

O esforço transversal de cálculo máximo vale:

$$V_{sd} = \gamma_f \frac{p h L}{2} = 1.5 \times \frac{1.98 \times 2.00 \times 4.0}{2} = 11.88 \text{ kN}$$

$$V_{Rd1} = \frac{f_{vk} b d}{\gamma_M} = \frac{0.1 \times 110 \times (1.25 \times 1720)}{2.5} = 9.46 \text{ kN}$$

É necessária armadura de esforço transverso, pois:

$$V_{sd} > V_{Rd1}.$$

9.2.4. Análise dos resultados

A simulação numérica efectuada sobre a parede íntegra tipo “PD11MO1” conduziu a resultados muito próximos dos obtidos pela via experimental. Justificou o tipo de fissuração obtido na experimentação ao registarem-se tracções na zona central da base da parede.

A introdução de aberturas na parede conduziu a um aumento das tensões de compressão, tendo mesmo sido ultrapassada a resistência característica à compressão em algumas das zonas da parede, e ao aparecimento de tensões de tracção, nomeadamente na zona inferior das padieiras, o que obrigará a um estudo mais cuidado em termos de verificação da estabilidade nestes pontos singulares, que poderá conduzir eventualmente ao recurso da alvenaria armada ou mesmo à introdução de peças em betão armado.

O dimensionamento da parede para o funcionamento em arco entre os apoios, é uma solução a ter em conta para a verificação da estabilidade sob o efeito da acção da deformabilidade do suporte. Para o tipo de parede objecto deste estudo, o qual corresponde a uma solução correntemente usada nas actuais construções, registe-se o valor relativamente baixo obtido para a resistência característica ao corte, f_{vk} , que obriga à introdução de armaduras de esforço transverso, o que se traduz num processo de difícil aplicação prática, obrigando necessariamente ao recurso de outras soluções, tais como: introdução de elementos de betão armado, redução dos vãos dos panos de parede ou mesmo melhorar a qualidade da alvenaria no sentido do aumento da resistência característica ao corte, f_{vk} .

9.3. Acções horizontais

Este estudo vai incidir essencialmente sob o efeito da acção do vento na direcção perpendicular ao pano da parede. Idênticas considerações, podem ser realizadas para a acção dos sismos na direcção perpendicular ao pano da parede, tendo como base o ponto 5 do artigo 30.º do RSA [89].

9.3.1. Considerações gerais

Este tipo de acção, vento, irá incidir essencialmente sobre as paredes exteriores dos edifícios. Por esta circunstância este estudo será aplicado às paredes duplas, constituídas por dois panos de parede, tipos “PD15MO1” e “PD11MO1”, ligados entre si por ligadores. As características mecânicas destas paredes são as constantes do quadro 7.42.

Foi considerada a acção do vento, como uma pressão uniformemente distribuída, $W_{k,total}=0.49$ kN/m², que poderá corresponder a uma parede de um edifício situado na zona A, num terreno com rugosidade do tipo I, com um desenvolvimento em planta próximo do quadrado, com uma altura inferior a 10.0 m e com um coeficiente de pressão exterior de 0.7. As dimensões da parede foram consideradas iguais às atribuídas para as paredes sujeitas às acções verticais, isto é, com 4.00x2.00 m.

Os panos de parede, estruturalmente, foram assimilados a um painel apoiado lateralmente e na base, sendo o topo livre.

9.3.2. Análise numérica da parede dupla segundo o EC6 [2]

O valor de cálculo do momento actuante na parede, M_{sd} , deve ter em conta as propriedades da alvenaria e pode ser considerado igual a:

$$M_{sd} = \alpha W_k \gamma_F L^2$$

no caso do plano de rotura ser perpendicular à junta de assentamento, isto é, na direcção de f_{xk2} , ou

$$M_{sd} = \mu \alpha W_k \gamma_F L^2$$

no caso do plano de rotura ser paralelo à junta de assentamento, isto é, na direcção de f_{xk1} ;

em que:

- α é um coeficiente de momento flector, que depende do coeficiente de ortogonalidade, μ , do grau de encastramento dos painéis de parede nos bordos e da relação entre a altura e o comprimento do painel, que será obtido através da BS 5628 [46];
- γ_F é o coeficiente parcial de segurança relativo às acções;
- μ é a relação entre as resistências características à flexão nas duas direcções ortogonais, f_{xk1}/f_{xk2} ;
- L é o comprimento do painel de parede entre apoios;

- W_k é o valor característico da acção do vento por unidade de área.

O valor de cálculo do momento resistente lateral de uma parede de alvenaria, M_{Rd} , é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{f_{xk} Z}{\gamma_M}$$

em que:

- f_{xk} é a resistência característica à flexão da alvenaria, para o plano de flexão apropriado;
- Z é o módulo de flexão da parede;
- γ_M é o coeficiente parcial de segurança relativo ao material.

Para a parede dupla, objecto deste estudo, serão inicialmente determinados os momentos resistentes de cada pano e para cada direcção considerada.

Assim, para o pano de parede tipo “PD15MO1”, será:

- $f_{xk1} = 0.3 \text{ kN/m}^2$;
- $f_{xk2} = 0.4 \text{ kN/m}^2$.

Resultando:

$$\mu = 0.75$$

O momento resistente é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{Z}{\gamma} f_{xk}$$

onde:

- $z = \frac{0.15^2}{6} = 0.00375 \text{ m}^3$;
- $\gamma_M = 2.5$

Para o plano de rotura paralelo à junta de assentamento, teremos:

$$M_{Rd} = \frac{0.00375}{2.5} \times 0.3 \times 10^3 = 0.45 \text{ kN m}$$

Para o plano de rotura perpendicular à junta de assentamento, teremos:

$$M_{Rd} = \frac{0.00375}{2.5} \times 0.4 \times 10^3 = 0.60 \text{ kN m}$$

Assim, para o pano de parede tipo “PD11MO1”, será:

- $f_{xk1} = 0.2 \text{ kN/m}^2$;
- $f_{xk2} = 0.3 \text{ kN/m}^2$.

Resultando:

$$\mu = 0.67$$

O momento resistente é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{z}{\gamma} f_{xk}$$

onde:

- $z = \frac{0.11^2}{6} = 0.00020 \text{ m}^3$;
- $\gamma_M = 2.5$

Para o plano de rotura paralelo à junta de assentamento, teremos:

$$M_{Rd} = \frac{0.00020}{2.5} \times 0.2 \times 10^3 = 0.16 \text{ kN.m}$$

Para o plano de rotura perpendicular à junta de assentamento, teremos:

$$M_{Rd} = \frac{0.00020}{2.5} \times 0.3 \times 10^3 = 0.24 \text{ kN m}$$

A pressão do vento, $W_{k,total}$, deverá ser distribuída pelos panos de parede em função da sua rigidez, pelo que teremos:

- Para plano de rotura paralelo à junta de assentamento

$$\frac{M_{rd}^{15}}{M_{rd}^{11}} = \frac{0.45}{0.16} = 2.81$$

$$M_{rd}^{11} = 0.26 \times M_{rd}$$

$$M_{rd}^{15} = 0.74 \times M_{rd}$$

- Para plano de rotura perpendicular à junta de assentamento

$$\frac{M_{rd}^{15}}{M_{rd}^{11}} = \frac{0.60}{0.24} = 2.50$$

$$M_{rd}^{11} = 0.29 \times M_{rd}$$

$$M_{rd}^{15} = 0.71 \times M_{rd}$$

A verificação da estabilidade para o pano de parede tipo “PD15MO1”, deverá respeitar a condição:

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

Assim, para plano de rotura paralelo à junta de assentamento, o valor de M_{sd} é dado pela expressão:

$$M_{sd} = \mu \alpha W_k \gamma_F L^2$$

onde:

- $\frac{h}{L} = 0.5$;
- $\mu = 0.75$;
- $\alpha = 0.050$;
- $W_{k,total} = 0.74 \times W_k = 0.74 \times 0.49 = 0.36 \text{ kN/m}^2$.

Resulta:

$$M_{sd} = 0.75 \times 0.050 \times 1.5 \times 0.36 \times 4^2 = 0.32 \text{ kNm}$$

Sendo:

$$M_{sd} = 0.32 \text{ kN.m} \leq M_{Rd} = 0.45 \text{ kN.m}$$

é verificada a estabilidade na direcção considerada.

Para plano de rotura perpendicular à junta de assentamento, o valor de M_{sd} é dado pela expressão:

$$M_{sd} = \alpha W_k \gamma_F L^2$$

onde:

- $\frac{h}{L} = 0.5$;
- $\alpha = 0.050$;
- $W_{k,total} = 0.71 \times W_k = 0.71 \times 0.49 = 0.35 \text{ kN/m}^2$.

Resulta:

$$M_{sd} = 0.050 \times 1.5 \times 0.35 \times 4^2 = 0.42 \text{ kN.m}$$

Sendo:

$$M_{sd} = 0.42 \text{ kN.m} \leq M_{Rd} = 0.60 \text{ kN.m}$$

é verificada a estabilidade na direcção considerada.

A verificação da estabilidade para o pano de parede tipo "PD11MO1", deverá respeitar a condição:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

Assim, para plano de rotura paralelo à junta de assentamento, o valor de M_{sd} é dado pela expressão:

$$M_{sd} = \mu \alpha W_k \gamma_F L^2$$

onde:

- $\frac{h}{L} = 0.5$;
- $\mu = 0.67$;
- $\alpha = 0.052$;
- $W_{k,total} = 0.26 \times W_k = 0.26 \times 0.49 = 0.13 \text{ kN/m}^2$.

Resulta:

$$M_{sd} = 0.67 \times 0.052 \times 1.5 \times 0.13 \times 4^2 = 0.11 \text{ kNm}$$

Sendo:

$$M_{sd} = 0.11 \text{ kN.m} \leq M_{Rd} = 0.16 \text{ kN.m}$$

é verificada a estabilidade na direcção considerada.

Para plano de rotura perpendicular à junta de assentamento, o valor de M_{sd} é dado pela expressão:

$$M_{sd} = \alpha W_k \gamma_F L^2$$

onde:

- $\frac{h}{L} = 0.5$;
- $\alpha = 0.052$;
- $W_{k,\text{total}} = 0.21 \times W_k = 0.21 \times 0.49 = 0.10 \text{ kN/m}^2$.

Resulta:

$$M_{sd} = 0.052 \times 1.5 \times 0.10 \times 4^2 = 0.13 \text{ kN.m}$$

Sendo:

$$M_{sd} = 0.13 \text{ kN.m} \leq M_{Rd} = 0.24 \text{ kN.m}$$

é verificada a estabilidade na direcção considerada.

Uma vez verificada a estabilidade dos dois panos de parede, fica automaticamente verificada a estabilidade desta. Contudo, para serem válidas estas considerações haverá a necessidade de dimensionar convenientemente os ligadores, de modo a que os dois panos de parede funcionem em conjunto. Assim o número mínimo de ligadores de parede por unidade de área deve ser obtido da seguinte expressão:

$$\gamma_M \frac{W_{sd}}{F_t}$$

em que:

- W_{sd} é o valor de cálculo da acção horizontal do vento, c, a ser transmitida;
- F_t é a resistência característica à tracção ou compressão de um ligador de parede, conforme apropriado à situação de cálculo;
- γ_M é o coeficiente parcial de segurança relativo a ligadores de parede.

Assim, para um ligador com uma resistência à tracção de 3 kN, resulta o seguinte número, N, de ligadores por unidade de área:

$$N = \gamma_M \frac{W_{sd}}{F_t} = 1.15 \times \frac{1.5 \times 0.49}{3} = 0.28$$

- Como o valor mínimo de N é igual a dois, será este o valor a adoptar.

9.3.3. Simulação numérica da parede “PD15MO1”

Foi efectuada a simulação numérica do pano de parede tipo “PD15MO1”, fazendo parte da parede dupla em estudo no presente capítulo. Foram consideradas as dimensões de 4.00 x 2.00 m, sendo solicitada pela acção do vento, com uma pressão uniformemente distribuída, W_k , de 0.35 kN/m^2 , que corresponde à quota parte da pressão total do vento absorvida por esta parede função da sua rigidez relativa. Os dados introduzidos e os respectivos resultados, encontram-se apresentados no anexo n.º 5

Na figura 9.5 encontra-se representado o esquema da deformada da parede, sendo a deformação máxima de 2.33 mm, obtida no nó 147, localizada a meio vão do bordo não apoiado.

Relativamente aos momentos obtidos, cujos isovalores se encontram apresentados nas figuras 9.6 e 9.7, estão situados dentro da mesma ordem de grandeza em relação aos obtidos pela verificação à estabilidade segundo o EC6 [2]. Ressalva-se no entanto, o desenvolvimento dos isovalores na direcção y-y, pois segundo a BS 5628 [46], é imposto um valor igual a zero para o momento no bordo livre, enquanto que de acordo com a simulação numérica efectuada, mais ajustada à realidade, o momento nessa zona atinge o máximo positivo. Em qualquer ponto da parede, para a direcção em estudo, não foram ultrapassados os momentos resistentes obtidos em 9.3.2.

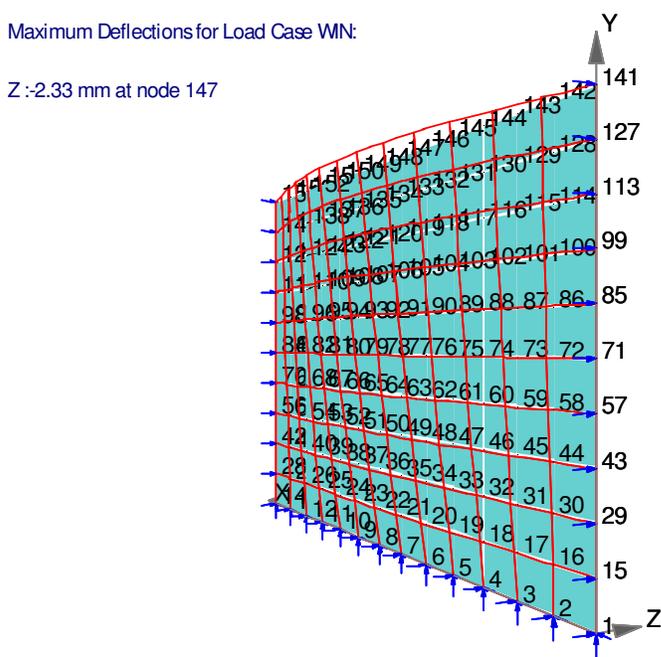


Figura 9.5: Esquema representativo das deformações instaladas no pano tipo “PD15MO1”

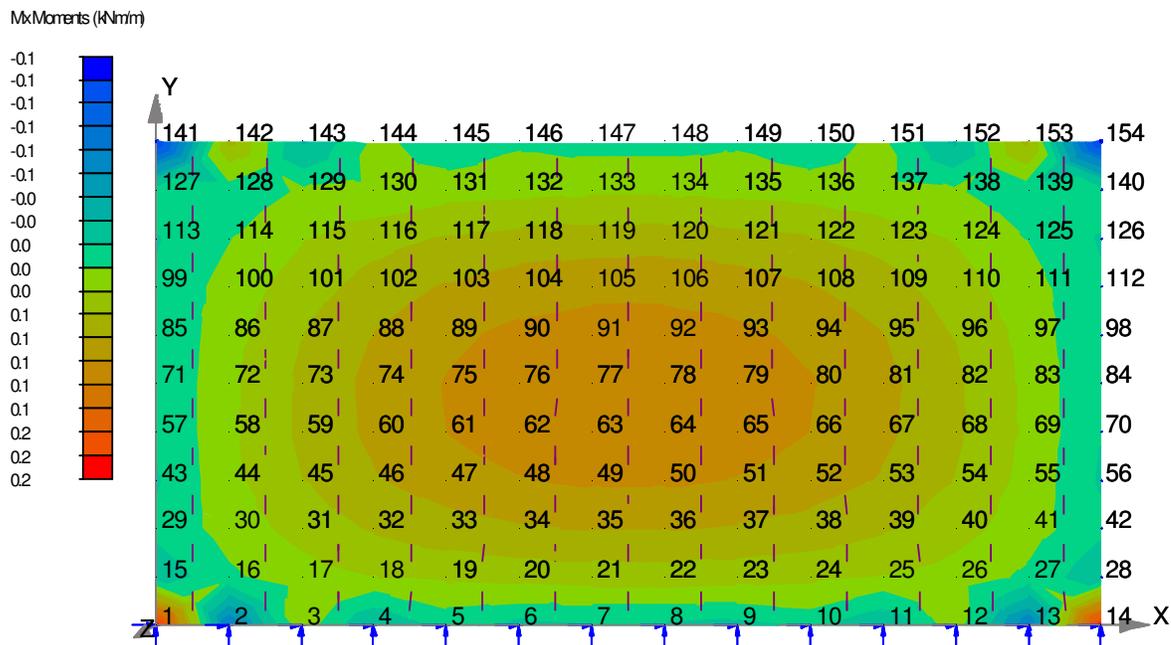


Figura 9.6: Isovalores dos momentos característicos devidos a acção do vento, segundo x-x no pano tipo "PD15MO1"

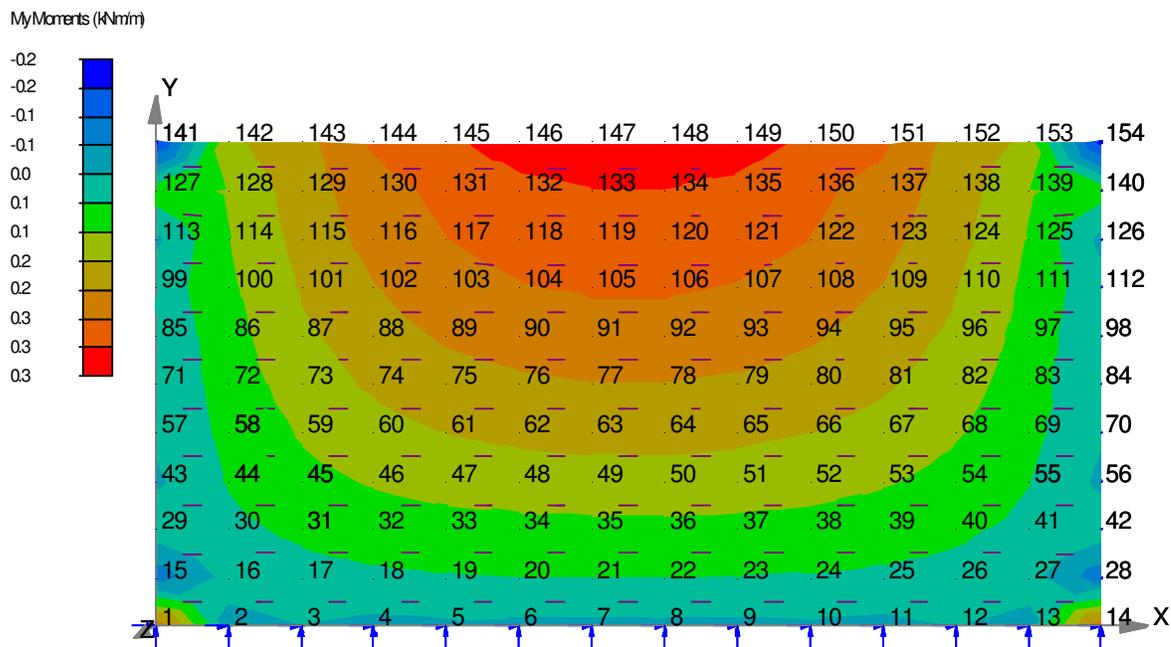


Figura 9.7: Isovalores dos momentos característicos devidos a acção do vento, segundo y-y no pano tipo "PD15MO1"

9.3.4. Simulação numérica da parede “PD15MO1” com abertura tipo “Janela”

Foi efectuada a simulação numérica da parede “PD15MO1”, introduzindo-lhe uma abertura tipo “Janela” na zona central da parede, com as dimensões de 1.50 x 0.60 m. As características geométricas, mecânicas e o carregamento considerado para o caso anterior foram mantidos sem qualquer alteração na presente simulação. Encontram-se disponíveis os dados introduzidos e os respectivos resultados no anexo n.º 6.

Na figura 9.8 encontra-se representado o esquema da deformada da parede, sendo a deformação máxima de 2.37 mm, obtida no nó 147, localizada a meio vão do bordo não apoiado.

Pela análise comparativa dos resultados obtidos para a presente simulação em relação à efectuada para a parede sem qualquer abertura, constata-se:

- Houve um aumento das deformações no topo da parede;
- Na direcção x-x os momentos obtidos são da mesma ordem de grandeza relativamente aos que foram obtidos para a parede sem aberturas (figura 9.9). Na direcção y-y os momentos obtidos, nomeadamente na zona central entre a padieira e o topo da parede, registam um aumento em grandeza e em desenvolvimento, estando muito próximos do momento resistente nesta direcção (figura 9.10).

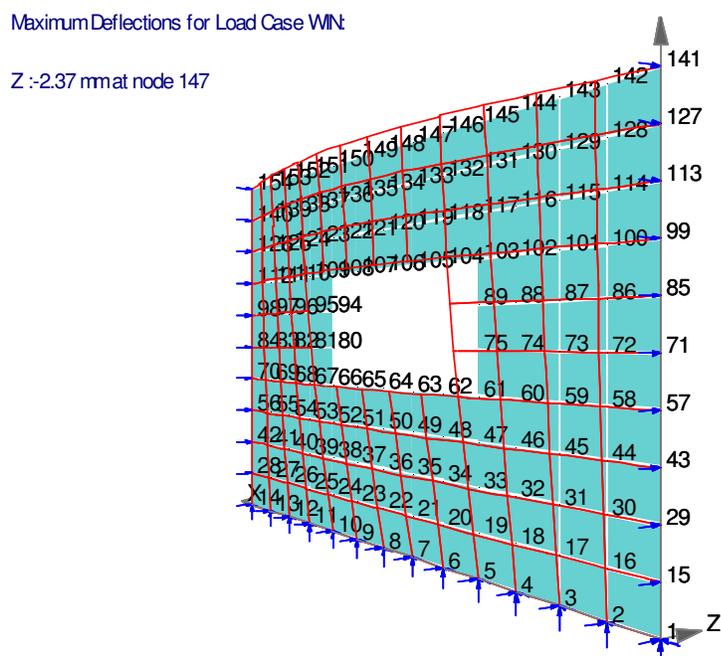


Figura 9.8: Esquema representativo das deformações instaladas no pano tipo “PD15MO1” com abertura tipo “Janela”

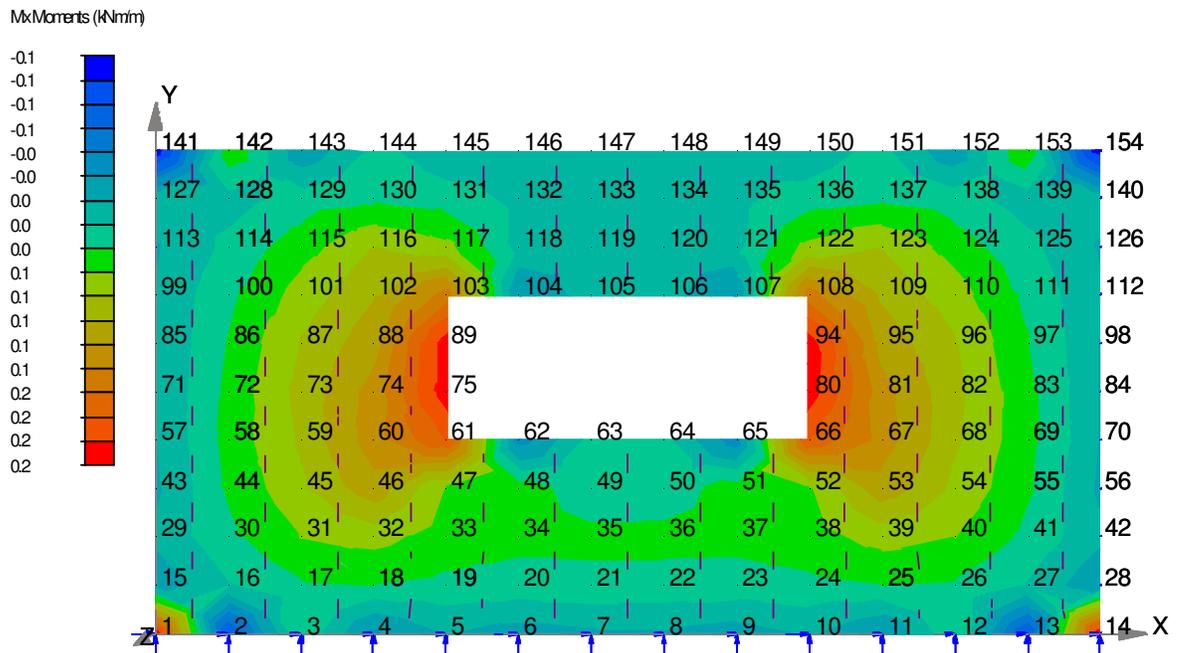


Figura 9.9: Isovalores dos momentos característicos devidos a acção do vento, segundo x-x no pano tipo “PD15MO1” com abertura tipo “Janela”

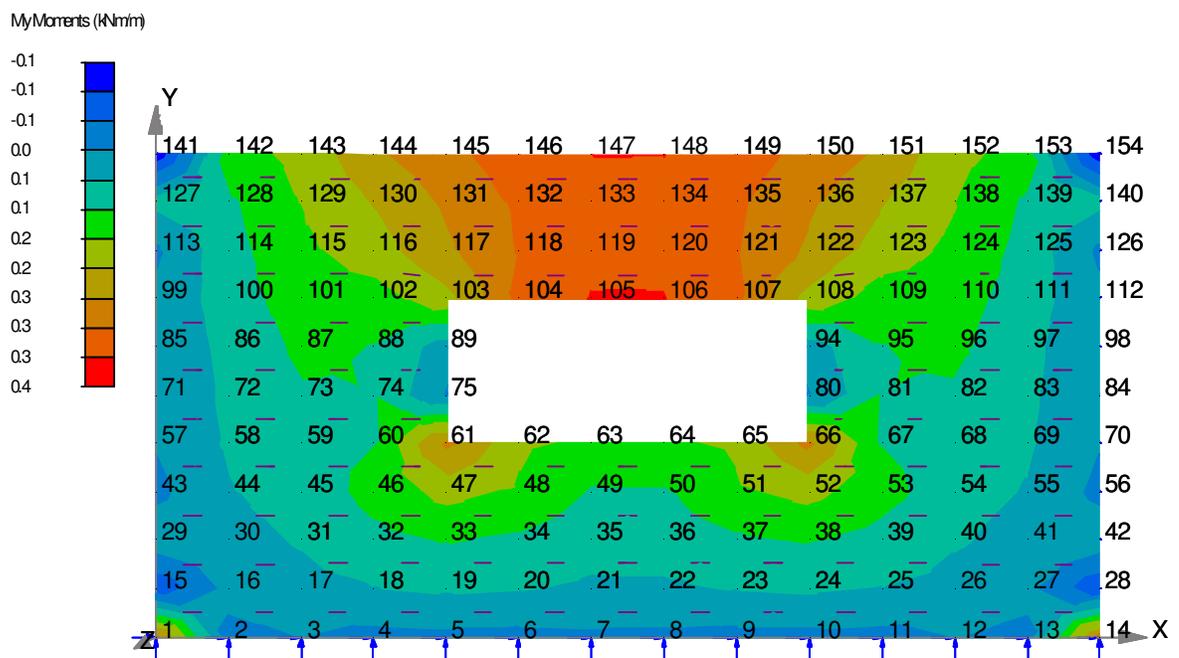


Figura 9.10: Isovalores dos momentos característicos devidos a acção do vento, segundo y-y no pano tipo “PD15MO1” com abertura tipo “Janela”

9.3.5. Simulação numérica da parede “PD15MO1” com abertura tipo “Porta”

Foi efectuada a simulação numérica da parede “PD15MO1”, introduzindo-lhe uma abertura tipo “Porta” na zona central da parede, com as dimensões de 0.90 x 1.40 m. As características geométricas, mecânicas e o carregamento considerado para o caso anterior foram mantidos sem qualquer alteração na presente simulação. Encontram-se disponíveis os dados introduzidos e os respectivos resultados no anexo n.º 7.

Na figura 9.11 encontra-se representado o esquema da deformada da parede, sendo a deformação máxima de 2.81 mm, obtida no nó 147, localizada a meio vão do bordo não apoiado.

Pela análise comparativa dos resultados obtidos para a presente simulação em relação à efectuada para a parede sem qualquer abertura, constata-se que:

- Houve um aumento das deformações no topo da parede;
- Na direcção x-x os momentos obtidos sofreram um aumento da sua grandeza relativamente aos que foram obtidos para a parede sem aberturas, estando muito próximos do momento resistente nesta direcção (figura 9.12). Na direcção y-y os momentos obtidos, nomeadamente na zona central entre a padieira e o topo da parede, registam um aumento em grandeza e em desenvolvimento, tendo sido ultrapassado em quase toda a área da padieira o momento resistente nesta direcção (figura 9.13).

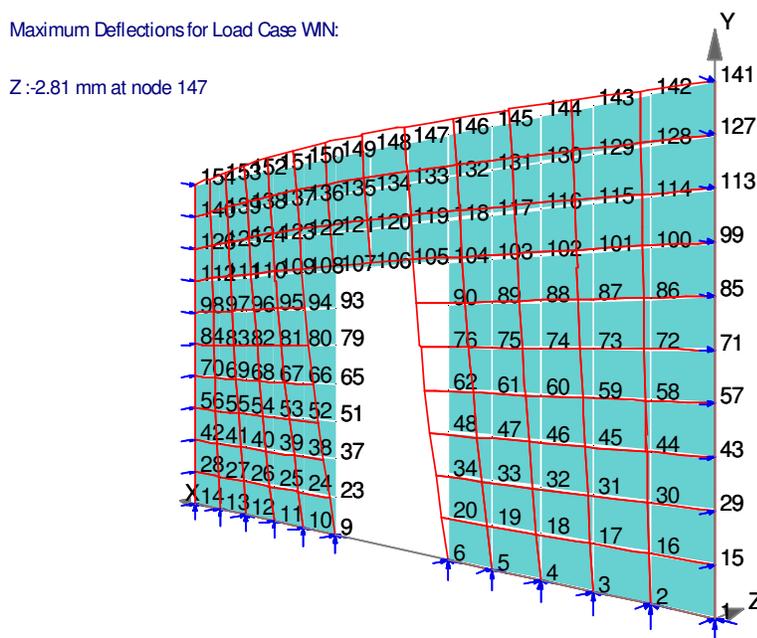


Figura 9.11: Esquema representativo das deformações instaladas no pano tipo “PD15MO1” com abertura tipo “Porta”

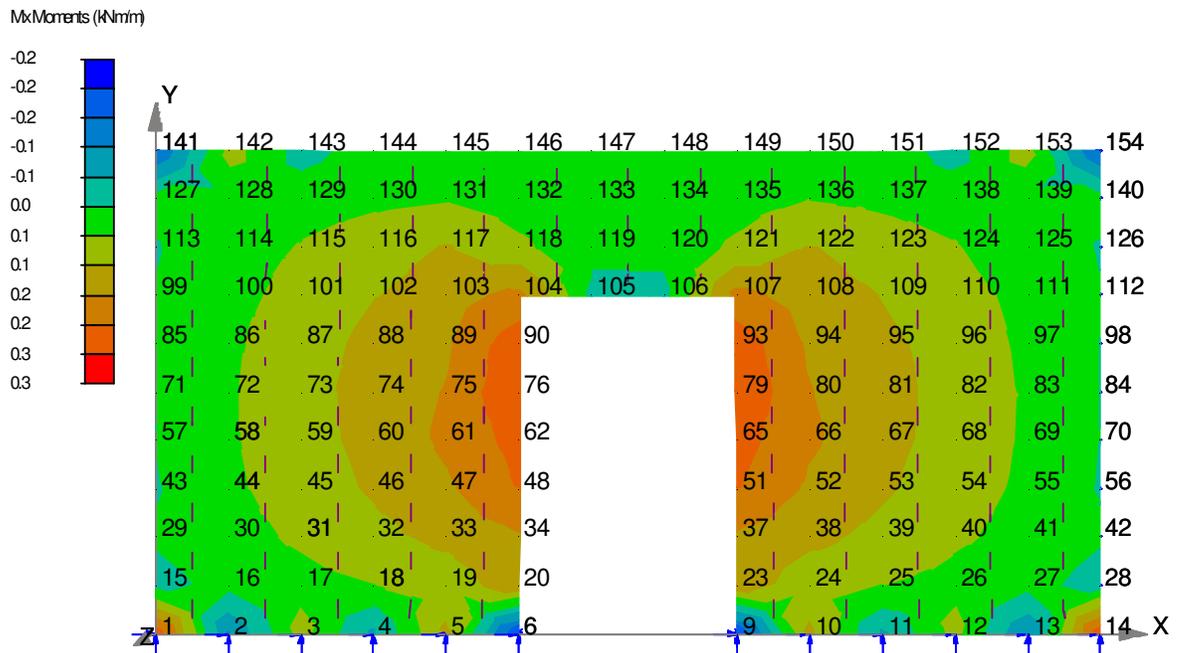


Figura 9.12: Isovalores dos momentos característicos devidos a acção do vento, segundo x-x no pano tipo "PD15MO1" com abertura tipo "Porta"

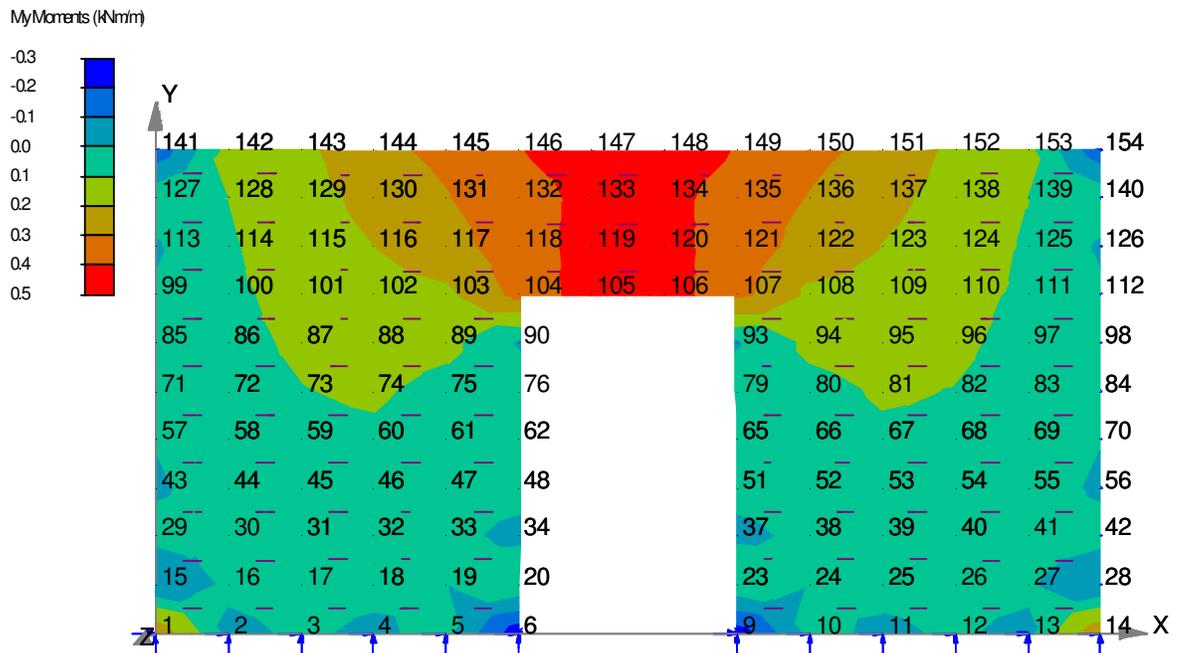


Figura 9.13: Isovalores dos momentos característicos devidos a acção do vento, segundo y-y no pano tipo "PD15MO1" com abertura tipo "Porta"

9.3.6. Comprimento máximo de um pano de parede

Neste número pretende-se determinar o comprimento máximo de um pano de parede que é possível construir no respeito integral da sua estabilidade.

Para tal foi considerada uma parede dupla corrente, isto é, com 2.4 m de altura, constituída por dois panos de parede, tipos “PD15MO1” e “PD11MO1”, ligados entre si por ligadores e com as características mecânicas apresentadas no quadro 7.42.

Irá recorrer-se aos dados de base obtidos em 9.3.2., nomeadamente, a valores obtidos para as seguintes propriedades:

- Aos momentos resistentes, M_{Rd} ;
- Ao valor característico da acção do vento por unidade de área, W_k ;
- A relação entre as resistências características à flexão nas duas direcções ortogonais, f_{xk1}/f_{xk2} .

Os resultados encontram-se apresentados no quadro 9.4, onde se pode verificar que o pano mais desfavorável de parede não pode ultrapassar os 4.70 m.

Quadro 9.4: Determinação do comprimento máximo de uma parede de alvenaria em função da acção vento

DESIGNAÇÃO	ROTURA PARALELA À JUNTA DE ASSENTAMENTO		ROTURA PERPENDICULAR À JUNTA DE ASSENTAMENTO		OBSERVAÇÕES
	PD15MO1	PD15MO2	PD11MO1	PD11MO2	
M_{Rd} (kNm)	0.45	0.16	0.60	0.24	Obtido em 9.3.2
W_k (kN/m ²)	0.36	0.13	0.35	0.14	Obtido em 9.3.2
h (m)	2.40	2.40	2.40	2.40	
μ	0.75	0.67	0.75	0.67	Obtido em 9.3.2
α	0.050	0.052	0.050	0.052	
γ_F	1.5	1.5	1.5	1.5	
L (m)	$L \leq \sqrt{\frac{M_{Rd}}{\mu \alpha \gamma_F W_k}}$		$L \leq \sqrt{\frac{M_{Rd}}{\alpha \gamma_F W_k}}$		
	4.70	4.73	4.79	4.75	

9.3.7. Análise de resultados

A simulação numérica efectuada sobre o pano parede tipo “PD15MO1”, com recurso a um software de elementos finitos conduziu, em termos de grandezas máxima dos momentos, a resultados muito próximos dos obtidos pela verificação à estabilidade segundo o EC6 [2].

A introdução de aberturas na parede conduziu a um aumento das deformações e dos momentos instalados, sendo mesmo ultrapassado o momento resistente em algumas zonas da parede, nomeadamente na zona das padieiras, o que obrigará a um estudo mais cuidado em termos de verificação da estabilidade nestes pontos singulares, que poderá conduzir eventualmente ao recurso da alvenaria armada ou mesmo à introdução de peças em betão armado.

Para a acção do vento considerada e para o tipo de parede dupla com a composição definida nos números anteriores, tendo sido as características mecânicas dos panos obtidas experimentalmente, não será possível construir em condições de estabilidade um pano de parede com um comprimento superior a cerca de 4.70 m

10. Conclusões e trabalhos futuros

10.1. Conclusões

O trabalho desenvolvido permitiu obter várias conclusões que foram apresentadas no final dos diversos capítulos. Para encerrar esta dissertação, apresentam-se a seguir as conclusões mais importantes.

O tijolo ensaiado revelou baixa resistência à compressão e grande absorção de água. Não pode ser usado em alvenaria com funções estruturais dado não cumprir os requisitos, relativos à espessura dos septos exteriores, impostos pelo DNA [101].

A resistência à compressão da alvenaria é bastante inferior à resistência à compressão dos seus componentes.

A variação de cerca de 120 % entre as resistências à compressão das argamassas usadas neste estudo só se traduziu numa variação de 60 % entre as resistências à compressão das alvenarias realizadas com essas argamassas.

A variação de cerca de 160 % entre as resistências à flexão das argamassas usadas neste estudo só se traduziu numa variação entre 0% a 50 % entre as resistências à flexão das alvenarias realizadas com essas argamassas.

A argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia, conduziu à diminuição do módulo de elasticidade da alvenaria em cerca de 44 %, sem contudo prejudicar significativamente as restantes características mecânicas, nomeadamente: a resistência à compressão e a resistência à flexão da alvenaria.

Os resultados experimentais e os teórico-experimentais, obtidos para a resistência à compressão da alvenaria simples são muito semelhantes. Em contrapartida aqueles dois tipos de avaliação conduziram a valores do módulo de elasticidade muito diferentes, nomeadamente para a alvenaria executada com argamassa de cimento e areia.

Para as paredes de alvenaria de tijolo furado 30x20x11 cm, no sentido de compatibilizar as suas deformações com as deformações das estruturas de betão armado, de modo a evitar a fissuração das paredes por deformação excessiva do suporte ou do componente estrutural superior, a flecha destes a longo prazo não deveria ultrapassar:

$$\frac{L}{1073} \text{ e } \frac{L}{769}$$

respectivamente, quando executadas com a argamassa de cimento e areia e a argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia. Este último tipo de parede referido, tem melhor

capacidade de acomodação às deformações, o que também está de acordo, com os resultados experimentais obtidos em laboratório, relativamente ao respectivo módulo de elasticidade.

Os valores dos limites de deformação obtidos experimentalmente, para o suporte e para o componente estrutural superior, são muito mais baixos do que os valores indicados na regulamentação em vigor.

A solução usada na reabilitação das paredes, dotou-as de um funcionamento estrutural análogo a vigas-parede armadas, o que lhes conferiu melhor comportamento ao nível da capacidade resistente e da deformação, relativamente às paredes íntegras.

Em alternativa aos limites propostos para a flecha a longo prazo, do suporte e do componente estrutural superior, o dimensionamento da parede para o funcionamento em arco entre os apoios, é uma solução a ter em conta para a verificação da estabilidade sob o efeito da acção da deformabilidade do suporte. No entanto o valor relativamente baixo obtido para a resistência característica ao corte, obrigará à introdução de armaduras de esforço transversal.

A simulação numérica efectuada sobre a parede íntegra conduziu a resultados muito próximos dos obtidos pela via experimental e justificou o tipo de fissuração obtido ao registarem-se tracções na zona central da base da parede.

Sob o efeito da deformabilidade do suporte, a introdução de aberturas na parede conduziu a um aumento das tensões de compressão, tendo mesmo sido ultrapassada a resistência característica à compressão em algumas das zonas da parede, e ao aparecimento de tensões de tracção, nomeadamente na zona inferior das padieiras, o que obrigará a um estudo mais cuidado em termos de verificação da estabilidade nestes pontos singulares.

A simulação numérica efectuada sobre a parede íntegra conduziu a resultados muito próximos dos obtidos pela via experimental e justificou o tipo de fissuração obtido ao registarem-se tracções na zona central da base da parede.

Sob o efeito da acção do vento, a introdução de aberturas na parede conduziu a um aumento das deformações e dos momentos instalados, sendo mesmo ultrapassado o momento resistente em algumas zonas da parede, nomeadamente na zona das padieiras, o que obrigará a um estudo mais cuidado em termos de verificação da estabilidade nestes pontos singulares.

A verificação da estabilidade de uma parede dupla de composição corrente, sob o efeito da acção do vento, inviabiliza a construção de panos de parede com um comprimento superior a cerca de 4.70 m.

10.2. Trabalhos futuros

Apresentam-se de seguida algumas sugestões que poderão ser seguidas para aprofundar o trabalho desenvolvido:

- Estudo das flechas a longo prazo, no sentido de compatibilizar as deformações das paredes de alvenaria com aberturas, com as deformações das estruturas de betão armado.
- Determinação das resistências à flexão para as diversas composições de alvenaria, função do elemento e da argamassa utilizados.
- Determinação de uma fórmula que traduza de uma forma mais aproximada os resultados experimentais para o módulo de elasticidade das paredes de alvenaria.

Referências Bibliográficas

- [1] *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Decreto-Lei n.º 349-C/83 de 30 de Julho.
- [2] **Eurocode 6** *Design of masonry structures – Part 1-1: General Rules for Buildings. Rules for reinforced and unreinforced masonry*. CEN, prENV 1996-1-1, 1995.
- [3] **Lourenço, P.B., Sousa, Hipólito J.C.:** *Análise, projecto e reforço de estruturas de alvenaria*. FEUP, 2000.
- [4] **Handbook to BS 5628. Part 2: Section 2:1992 Reinforced Masonry Design**. The Brick Development Association. 1992
- [5] **Ferreira, R.H.:** *Conhecer o tijolo para construir arquitectura*. Seminário sobre paredes de alvenaria. Porto, 2002.
- [6] **Appleton, João:** *Reabilitação de Edifícios Antigos*. Edições Orion, Lisboa, 2003.
- [7] *Regulamento Geral das Edificações Urbanas*. Decreto-Lei n.º 38 382 de Agosto de 1951.
- [8] **Branco, J. Paz:** *Manual do Pedreiro*. LNEC, Lisboa, 1981.
- [9] **Sousa, Hipólito:** *Alvenarias em Portugal. Situação actual e perspectivas futuras*. Seminário sobre paredes de alvenaria. Porto, 2002.
- [10] **Sabbatini, Fernando Henrique:** *Tecnologias de produção de vedações verticais*. EPUSP, 2002.
- [11] **Bezelga, Artur A.A.:** *Edifícios de Habitação. Caracterização e estimativa técnico-económica*. Universidade Técnica de Lisboa, 1984.
- [12] **prEN 773-3:2003** *Especificações para unidades de alvenaria – Parte 3: Blocos de betão (agregados densos e leves) para alvenaria*. CEN, Bruxelas, 2003.
- [13] **prEN 773-5:2003** *Especificações para unidades de alvenaria – Parte 5: Blocos de betão de face-à-vista para alvenaria*. CEN, Bruxelas, 2003.
- [14] *Manual de Alvenaria de Tijolo*. APICER, Coimbra, 2000.
- [15] **NP 80 (1964)** *Tijolos para alvenaria. Características e ensaios*. IPQ, Lisboa, Edição Outubro 1975.
- [16] **NP 834 (1971)** *Tijolos de barro vermelho para alvenaria*. Formatos. IPQ, Lisboa, Edição Julho 1979.
- [17] **Directiva 89/106/CE** *Produtos da construção*, de 21 de Dezembro de 1989. J.O. nº L 40/12 de 12 de Fevereiro de 1989

- [18] <http://www.fa.utl.pt/materiais/ceramicos/2/ceramica>
- [19] **EN 771-1:2003** *Specification for masonry units. Part 1: Clay masonry units*. CEN, Bruxelas, Ed. 2003.
- [20] **Dias, A. Baio:** *Construção em Tijolo Cerâmico: das Exigências Normativas do Produto à Prática de Aplicação*. Seminário sobre paredes de alvenaria. Porto, 2002.
- [21] **NP EN 772-1:2002** *Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão*. IPQ, Lisboa, Ed. 2002.
- [22] **NP EN 772-3:2000** *Métodos de ensaio para elementos de alvenaria. Parte 3: Determinação do volume líquido e da percentagem de furação em elementos cerâmicos para alvenaria por pesagem hidrostática*. IPQ, Lisboa, Ed. 2000.
- [23] **EN 772-5:2001** *Methods of test for masonry units. Part 5: Determination of the active soluble salts content of clay masonry units*. CEN, Bruxelas, Ed. 2001.
- [24] **NP EN 772-7:2000** *Métodos de ensaio para elementos de alvenaria. Parte 7: Determinação da absorção de água em água fervente de elementos cerâmicos para alvenaria*. IPQ, Lisboa, Ed. 2000.
- [25] **NP EN 772-11:2002** *Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 11: Determinação da absorção de água por capilaridade de blocos para alvenaria de betão de agregados, de betão "face à vista" e de pedra natural, e da taxa de absorção inicial de água de blocos cerâmicos*. IPQ, Lisboa, Ed. 2002.
- [26] **NP EN 772-13:2002** *Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 13: Determinação da massa volúmica real seca e da massa volúmica aparente seca de blocos para alvenaria (excepto blocos de pedra natural)*. IPQ, Lisboa, Ed. 2002.
- [27] **NP EN 772-16:2002** *Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 16: Determinação das dimensões*. IPQ, Lisboa, Ed. 2002.
- [28] **EN 772-19:2000** *Methods of test for masonry units. Part 19: Determination of moisture expansion of large horizontally perforated clay masonry units*. CEN, Bruxelas, Ed. 2000.
- [29] **EN 772-22:1999** *Methods of test for masonry units – Part 1: Determination of freeze/thaw resistance of clay masonry units*. CEN, Bruxelas, Ed. 1999.
- [30] **Thomaz, Ércio:** *Trincas em Edifícios – causas, prevenção e recuperação*. IPT/EPUSP/Pini 2003.
- [31] **NP EN 459-1:2002** *Cal de construção. Parte 1: Definições, especificações e critérios de conformidade*. IPQ, Lisboa, Ed. 2002.

- [32] **Coutinho, Joana:** *Materiais de Construção 2: Parte 1- Ligantes e caldas.* Porto, 2002.
- [33] **NP EN 196-2:1996** *Métodos de ensaio de cimentos. Parte 2: Análise química de cimentos.* IPQ, Lisboa, Ed. 1996.
- [34] **NP EN 459-2:2002** *Cal de construção. Parte 2: Métodos de ensaio.* Ed. 2002, IPQ, Lisboa.
- [35] **NP EN 197-1:2001** *Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes.* IPQ, Lisboa, Ed. 2001.
- [36] **NP EN 196-3:1996** *Métodos de ensaio de cimentos. Parte 3: Determinação do tempo de presa e da expansibilidade.* IPQ, Lisboa, Ed. 1996.
- [37] **E 415** *Inertes para argamassas e betões. Determinação da reactividade potencial com os álcalis. Análise petrográfica.* LNEC, Lisboa, 1993.
- [38] **E 355** *Inertes para argamassas e betões. Classes granulométricas.* LNEC, Lisboa, 1990.
- [39] **BS 1200** *Specification for building sands from natural sources.* British Standards Institution, 1976.
- [40] **C144** *Standard specification for aggregate for masonry mortar.* ASTM.
- [41] **NP EN 196-1:1996** *Métodos de ensaio de cimentos. Parte 1: Determinação das resistências mecânicas.* IPQ, Lisboa, Ed. 1996.
- [42] **NP 1383:1976** *Betões. Preparação de provetes para ensaios de compressão e de flexão.* IPQ, Lisboa, Ed. 1976.
- [43] **E 226** *Betão. Ensaio de compressão.* LNEC, Lisboa, 1968.
- [44] **EN 998-2:2003** *Specification for mortar for masonry – Part 2: Masonry mortar.* CEN, Bruxelas, Ed. 2003.
- [45] **EN 1015-7:1998** *Methods of test for mortar for masonry. Part 7: Determination of air content of fresh mortar.* CEN, Bruxelas, Ed. 1998.
- [46] **BS 5628:Part 1:1978** *Code of Practice for Use of Masonry: Part 1: Structural use of Unreinforced Masonry.* British Standards Institution, 1978
- [47] **BIA M1-88:** *Standard Specification for Portland Cement-Lime Mortar for Brick Masonry.* Technical Notes on Brick Construction 8A, Sept. 1988.
- [48] **EN 845-1:2003** *Specification for ancillary components for masonry. Part 1: Ties, tension straps, hangers and brackets.* CEN, Bruxelas, Ed. 2003.
- [49] **Eurocode 8** *Earthquake Resistance Design of Structures – Part 1: General Rules for Buildings.* CEN, prENV 1998-1, 1993.

- [50] **Nascimento, Otávio Luiz:** *Manual da Construção em Aço. Alvenarias.* Brasil.
- [51] *Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios.* Decreto-Lei n.º 40/90, de 6 de Fevereiro de 1990, INCM, Lisboa.
- [52] *Regulamento dos Requisitos Acústicos dos Edifícios.* Decreto-Lei n.º 129/2002, de 11 de Maio.
- [53] **Carvalho, A.P., Calejo Rodrigues, R.M., Ferreira, Tiago:** *Introdução ao projecto de condicionamento acústico de edifícios.* IEP/IC, 2003.
- [54] *Regulamento de Segurança Contra Incêndio em Edifícios de Habitação.* Decreto-Lei n.º 64/90 de 21 de Fevereiro.
- [55] *Manual técnico de alvenaria.* ABCI, 1990.
- [56] **CAVILEY, J. Me.:** *American roofer and building improvement.* Contractor v. 52, nº 10, Novembro, 1962.
- [57] **MARIN, J.:** *Mechanical behaviour of engineering materials.* New Jersey. Prentice Hall, 1962.
- [58] **TIMOSHENKO, S.; WOINOWSKY, K.S.:** *Theory of plates and shells.* McGraw-Hill, Kogakusha.
- [59] **SERDAL Y, D.:** *Erreurs de conception dans la construction et leur enseignement. Société suisse des ingénieurs et des architectes. Journées d'études sur des problèmes intéressant les ingénieurs.* Zurich, Octobre, 1971.
- [60] **FABIANI, B.:** *Lesões nas edificações.* São Paulo, 1975. (Apostila da disciplina Técnicas da Construção de Edifícios. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de engenharia urbana e de construções civis).
- [61] <http://www.lisboa-renovada.net>
- [62] **PFEFFERMANN, O.:** *Fissuration des cloisons en maçonnerie due a une déformation excessive du support - Parte 1.* CSTC, Revue, Bruxelles, Juin, 1969.
- [63] **PFEFFERMANN, O.; PATIGNY, J.J.:** *Fissuration des cloisons en maçonnerie due a une deformation excessive du support - Parte 2.* CSTC, Revue, Bruxelles, Décembre, 1975.
- [64] **PFEFFERMANN, O.:** *Les fissures dans les constructions: conséquence de phénomènes physiques naturels.* Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Bruxelles, Octobre, 1968.
- [65] **MELLO, V.F.B.; TEIXEIRA, AH.:** *Fundações e obras de terra.* Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1971.
- [66] **BOWLES. J.E.:** *Foundation: analysis and design.* Tokyo, McGraw-Hill Kogakusha, 1982.

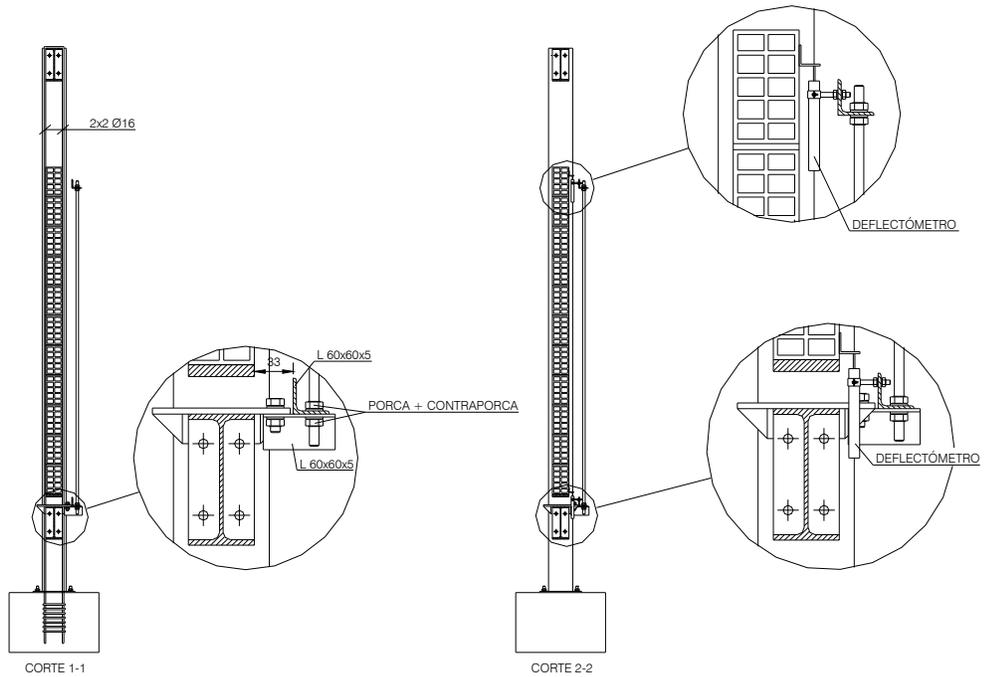
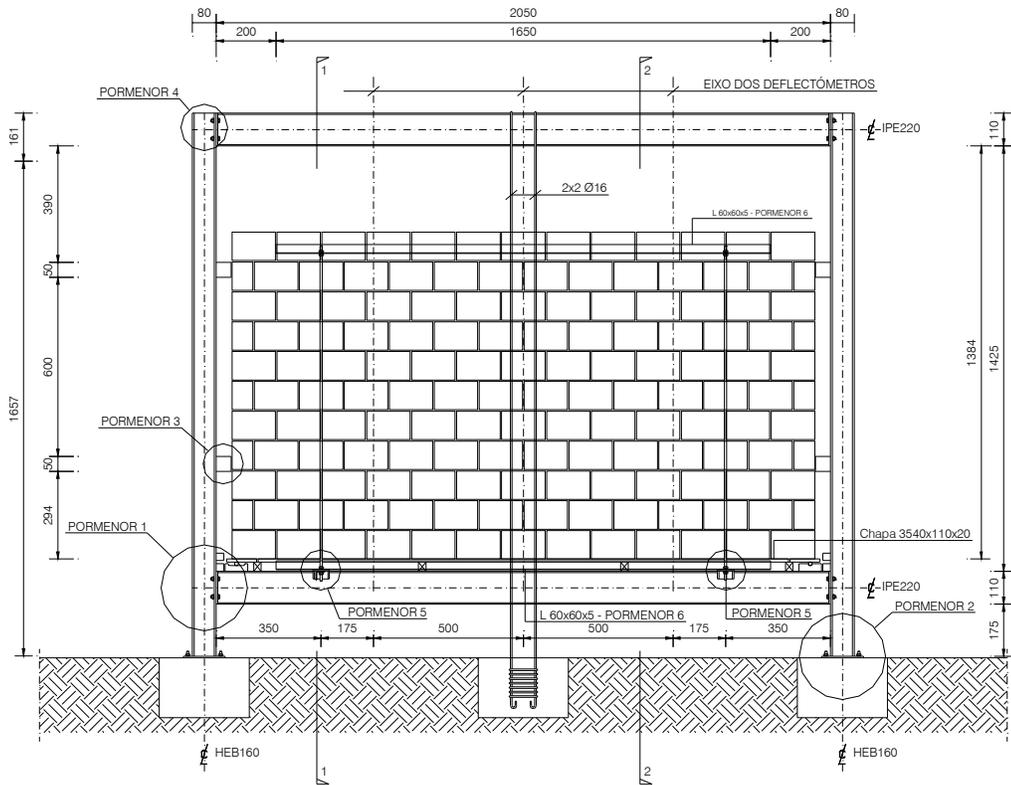
- [67] **CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION:** *Fondations de maisons: guide pratique pour la conception et l'exécution des fondations de constructions petites et moyennes*. Bruxelles, 1983. (Note d'information technique 147).
- [68] **BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT:** *Soils and foundations*. Garston, 1977 (Digest nº 63, Part 1).
- [69] **HELENE, P.R.L.:** *Estrutura interna do concreto*. São Paulo, Abril, 1980. (Apostila do curso Patologia das Construções de Concreto, FDTE/EPUSP/IPT).
- [70] **BUILDING RESEARCH STATION:** *Environmental changes, temperature, creep and shrinkage in concrete structures*. Garston, 1970. (Current Paper nº 7/70).
- [71] **EICHLER, F.:** *Patología de la construcción: detalles constructivos*. Versão espanhola da 2ª edição alemã, por Adrian Margarit e José Fabregat. Editorial Blume, Editorial Labor, Barcelona, 1973.
- [72] **SAHLIN, SVEN:** *Structural masonry*. New Jersey, Prentice Hall, 1971.
- [73] **JOHNSON, S.M.:** *Deterioration, maintenance, and repair of structures*. New York, McGraw-Hill, 1965.
- [74] **PEREIRA DA SILVA, R.:** *Maçonnerie armée: cas des maçonneries de produits creux sollicités parallèlement à leur plan*. Paris, Mai, 1985. (Tese de doutorado - Ecole Nationale des Ponts et Chaussées).
- [75] **BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT:** *Strength of brickwork and blockwork walls: design for vertical load*. Garston, 1981. (Digest 246).
- [76] **P. B. Lourenço:** *Concepção e Projecto para Alvenaria*. Seminário sobre paredes de alvenaria. Porto, 2002.
- [77] **GOMES, N.S.:** *A resistência das paredes de alvenaria*. São Paulo, 1983. (Dissertação de mestrado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo).
- [78] **NP EN 1052-1:2002** *Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão*. IPQ, Lisboa, Ed. 2002.
- [79] **EN 1052-3:2002** *Methods of test for masonry. Part 3: Determination of initial shear strength*. IPQ, Lisboa, Ed. 1996.
- [80] **NP EN 1052-4:2002** *Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 4: Determinação da resistência ao corte de alvenarias com membrana de corte de capilaridade*. IPQ, Lisboa, Ed. 2002.

- [81] **NP EN 1052-2:2002** *Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 2: Determinação da resistência à flexão*. IPQ, Lisboa, Ed. 2002.
- [82] **Handbook to BS 5628:Part 1:1981** *Structural use of Masonry. Part 1: Unreinforced Masonry*. British Standard Institution, 1981.
- [83] *Recomendações Técnicas de Habitação Social*. Imprensa Nacional - Casa da Moeda, E.P., Lisboa, 1990.
- [84] *Regulamento Geral Sobre o Ruído*, Decreto-Lei Nº 251/87 de 24 de Junho, alterado pelo Decreto-Lei Nº 292/89 de 2 de Abril e pelo Decreto-Lei Nº 72/92 de 28 de Abril.
- [85] **FRANZ, G.:** *Tratado del hormigón armado*. Konstruktionslehre des Stahlbetons Trad. Enrique Zwecker. Barcelona, Editorial Gustavo Gili, 1970.
- [86] **BRANSON, D.E.:** *Deformation of concrete structures*. New York, McGraw-Hill, 1977.
- [87] **PFEFFERMANN, O. et al.:** *Fissuration des maçonneries*. Bruxelles, Centre Scientifique et Technique de la Construction, 1967. (Note d'Information Technique 65).
- [88] **COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON:** *Manuel de calcul: fissuration et deformations*. Paris, 1981. (Bulletin d'Information 143).
- [89] *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Decreto-Lei n.º 235/83 de 31 de Maio.
- [90] **NP ENV 1991-1:1999** *Eurocódigo 1: Bases de projecto e acções em estruturas. Parte 1: Bases de projecto*. IPQ, Lisboa, Ed. 1999.
- [91] **J. Morton:** *The Design of Laterally Loaded Walls*. The Brick Development Association, 1986.
- [92] **EN 846-5:2000** *Methods of test for ancillary components for masonry. Part 5: Determination of tensile and compressive load capacity and load displacement characteristics of wall ties (couple test)*. CEN, Bruxelas, Ed. 2000.
- [93] **EN 846-6:2000** *Methods of test for ancillary components for masonry. Part 6: Determination of tensile and compressive load capacity and load displacement characteristics of wall ties (single end test)*. CEN, Bruxelas, Ed. 2000.
- [94] **EN 1379:1976** *Inertes para argamassas e betões. Análise granulométrica*. IPQ, Lisboa, Ed. 1976.
- [95] **EN 1015-1:1998** *Methods of test for mortar for masonry. Part 1: Determination of particle size distribution (by sieve analysis)*. CEN, Bruxelas, Ed. 1998.
- [96] **EN 13139: 2002** *Aggregates for mortar*. CEN, Bruxelas, Ed. 2002.

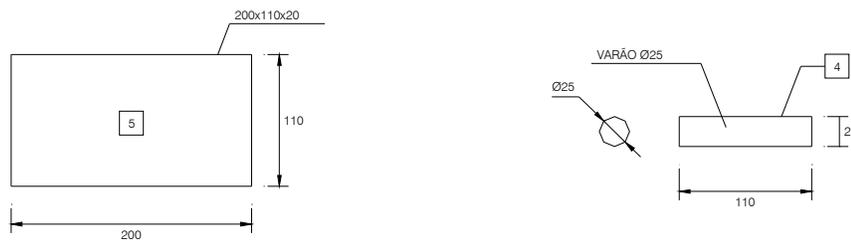
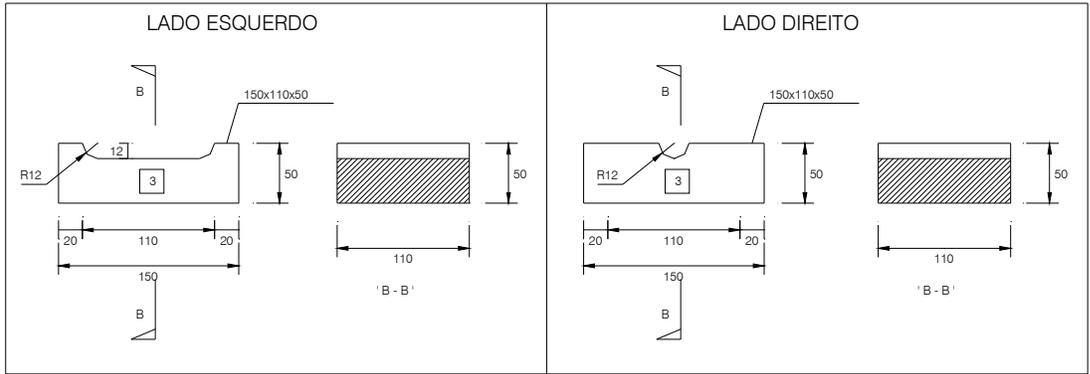
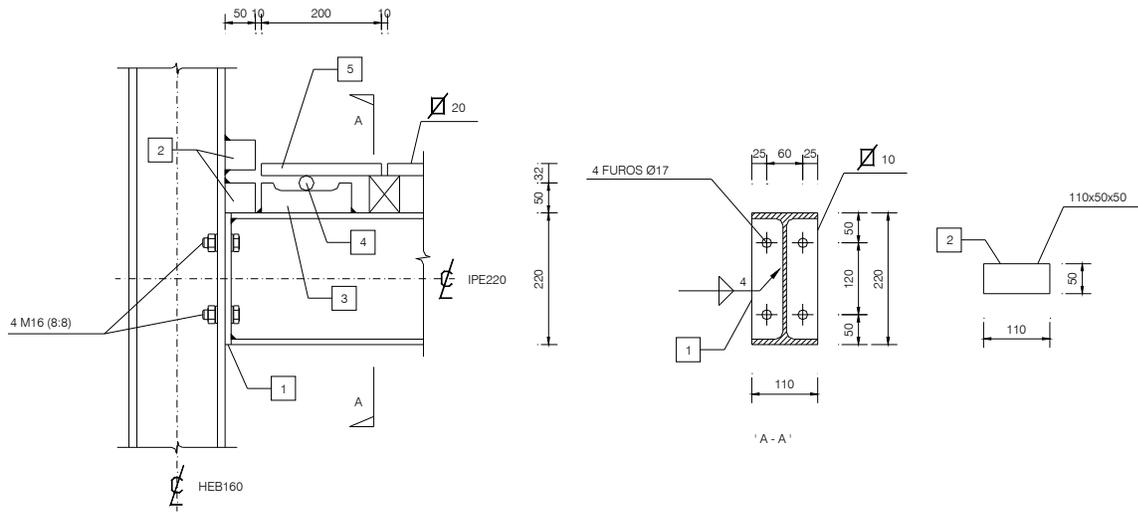
- [97] **NP 955: 1973** *Inertes para argamassas e betões. Determinação da baridade.* IPQ, Lisboa, Ed. 1976.
- [98] **EN 1015-3:1999** *Methods of test for mortar for masonry. Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table).* CEN, Bruxelas, Ed. 1999.
- [99] **EN 1015-2: 1998** *Methods of test for mortar for masonry. Part 2: Bulk sampling of mortars and preparation of test mortars.* CEN, Bruxelas, Ed. 1998.
- [100] **EN 1015-11:1999** *Methods of test for masonry. Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar.* CEN, Bruxelas, Ed. 1999.
- [101] *Documento Nacional de Aplicação (DNA).* Versão provisória para aprovação pela CT 115. LNEC, Lisboa, 1999.

Anexos

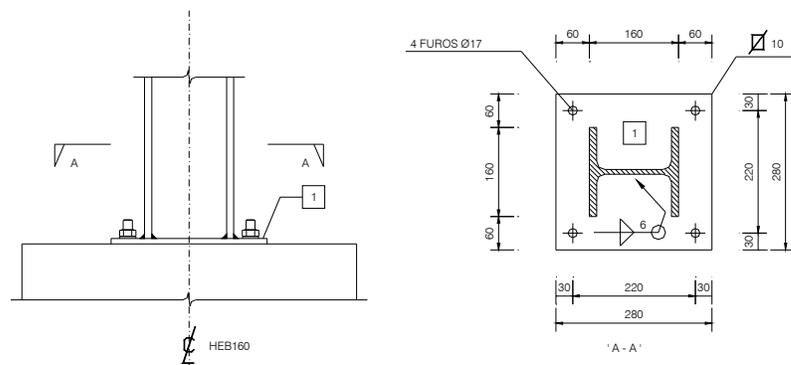
Anexo 1 - Elementos desenhados relativos ao pórtico de ensaio construído
para a realização dos ensaios “in situ”



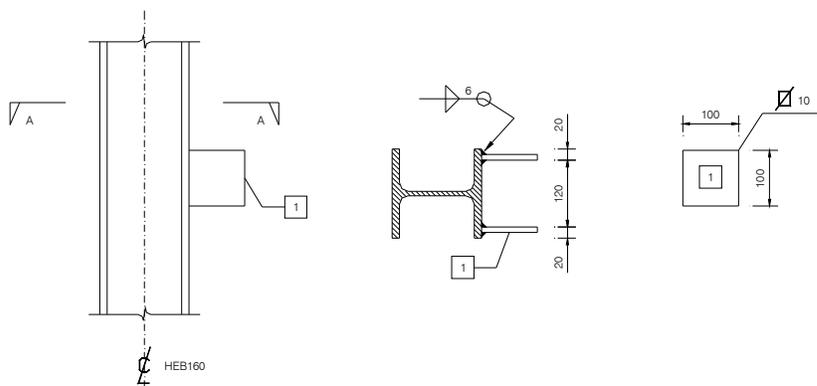
PORMENOR 1



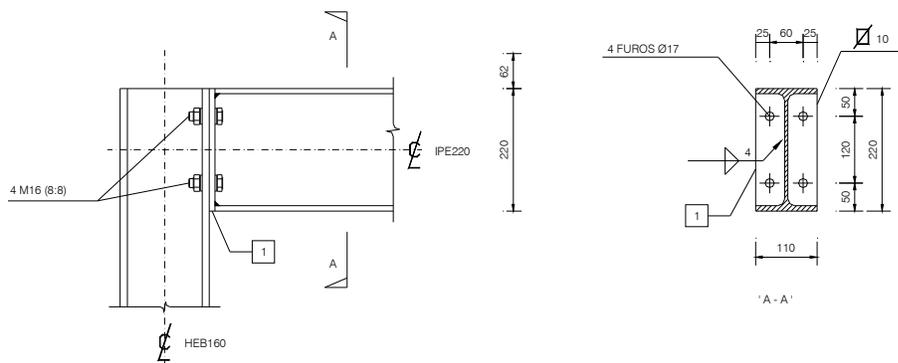
PORMENOR 2



PORMENOR 3



PORMENOR 4



Anexo 2 – Listagem da análise numérica do modelo de simulação da parede de alvenaria tipo
“PD11MO1” ensaiada “in situ”

Space Frame Analysis Ver W2.0.11 - 12 Jan 2004

Input file:C:\MESTRADO\TESE\FINAL\PROKON\2005.02.01\PD11MO1\PD11MO1.A03

Created : 08-02-2005 11:38:47

Space Frame Analysis - Ver W2.0.11 - 12 Jan 2004

Created: 08-02-2005 11:39:07

TITLE: SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA PAREDE "PD11MO1"

Units: Distance: m Force: kN

Analysis type: Linear

INPUT DATA

Nodes

Node number	X (m)	Y (m)	Z (m)	No. of	Node Inc	X-inc or X-end	Y-inc or Y-end	Z-inc or Z-end	Use end (Y) or inc [N]
1	0	0		13	1	.3	0		
15	0	.2		13	1	.3	0		
29	0	.4		13	1	.3	0		
43	0	.6		13	1	.3	0		
57	0	.8		13	1	.3	0		
71	0	1		13	1	.3	0		
85	0	1.2		13	1	.3	0		
99	0	1.4		13	1	.3	0		
113	0	1.6		13	1	.3	0		
127	0	1.8		13	1	.3	0		
141	0	2		13	1	.3	0		
155	.05	0							
156	3.85	0							

Beam Elements

Beam element definition e.g. 4-6--16	Section Name	β (°)	Fixity low node	Fixity high node	Group fix Y/[N]	Number of extra	Node no inc.
1-155	CHAPA						
2-155	CHAPA						
13-156	CHAPA						
14-156	CHAPA						

Shell Elements

Node 1	Node 2	Node 3	Node 4	Number of extra	Node no inc.	t (m)	Material
1	2	16	15	12	1	.11	ALVENARIA
15	16	30	29	12	1	.11	
29	30	44	43	12	1	.11	
43	44	58	57	12	1	.11	
57	58	72	71	12	1	.11	
71	72	86	85	12	1	.11	
85	86	100	99	12	1	.11	
99	100	114	113	12	1	.11	
113	114	128	127	12	1	.11	
127	128	142	141	12	1	.11	

Supports

'XYZ' = transl. fixity 'xyz' = rot. fixity 'P' = Presc. displ.(m) or (rad) 'S' = Spring const.(kN/m) or (kNm/rad)										
Node no.	Fixity XYZxyz	[P] /S	X	Y	Z	x	y	z	Number of extra	Node no inc.
155	XYZxyz									
156	XYZ									

Properties

Section name	Beam section designation	Area (m ²)	Shear Area Ay(m ²)	Shear Area Ax(m ²)	Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	J (m ⁴)	Material
CHAPA		.0022	.0022	.0022	7.3E-8	2.2E-6	5E-7	Steel:300W

Materials

	Material	E (kPa)	Poisson's Ratio	Density (kN/m ³)	Thermal Exp. Co.	Stress-Strain Curve
1	Steel:300W	206.0E6	.300	77.0000	11.70E-6	
2	Steel:Stainless	210.0E6	.300	77.0000	17.80E-6	
3	Concrete:25 MPa	25.00E6	.200	25.0000	10.00E-6	
4	Concrete:30 MPa	26.00E6	.200	25.0000	10.00E-6	
5	Concrete:40 MPa	28.00E6	.200	25.0000	10.00E-6	
	ALVENARIA	.8E6	.2	1.0256	10E-6	

Nodal Loads

Load case	Node number	Px (kN)	Py (kN)	Pz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)	Number of extra	Node no inc.
P_PROP									
CARGA	144		-2						
	145		-6						
	146		-8.5						
	147		-11						
	148		-11						
	149		-8.5						
	150		-6						
	151		-2						

Load Case Descriptions

Load Case	Description

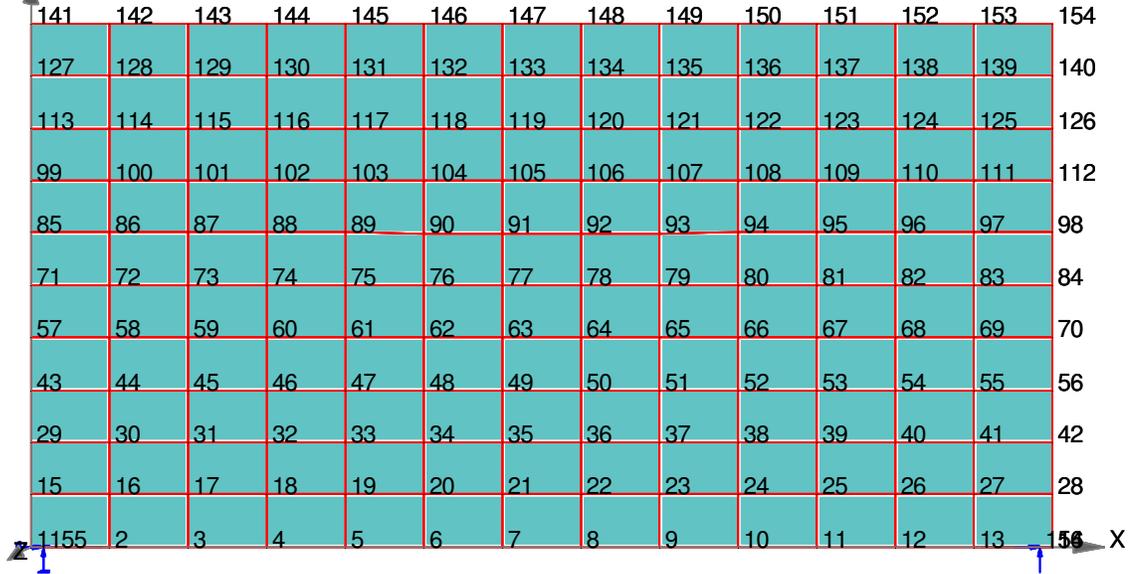
Load Combinations

Load Combination	Load Case	ULS factor	SLS factor
TOTAL	P_PROP	1	1
	CARGA	1	1

Self weight to be added to: P_PROP

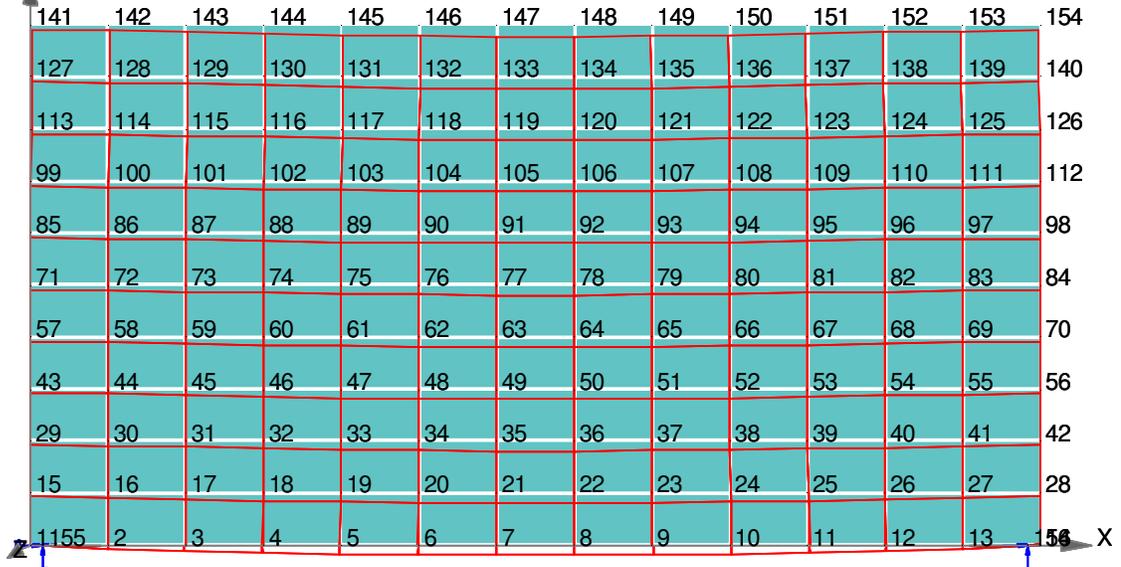
Deflections for Load Case P_PROP

Maximum Deflections for Load Case P_PROP:
 X : 0.00 mm at node 142
 Y : -0.02 mm at node 22



Deflections for Load Case CARGA

Maximum Deflections for Load Case CARGA:
 X : 0.40 mm at node 143
 Y : -0.89 mm at node 148



Deflections for Load Case TOTAL

Maximum Deflections for Load Combination TOTAL:

X: 0.41 mm at node 143

Y: -0.91 mm at node 148

141	142	143	144	145	146	147	148	149	150	151	152	153	154
127	128	129	130	131	132	133	134	135	136	137	138	139	140
113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	123	124	125	126
99	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112
85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84
57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56
29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
1155	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	156

===== OUTPUT: LINEAR ANALYSIS =====
 ===== NODAL POINT DISPLACEMENTS at SLS =====

Node	Lcase	X-disp.	Y-disp.	Z-disp.	X-rot.	Y-rot.	Z-rot.
		mm	mm	mm	rad.	rad.	rad.
1	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
	TOTAL	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
2	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.01	-0.67	0.00	0.0000	0.0000	-0.0011
	TOTAL	-0.01	-0.68	0.00	0.0000	0.0000	-0.0011
3	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.18	-0.95	0.00	0.0000	0.0000	-0.0014
	TOTAL	-0.18	-0.97	0.00	0.0000	0.0000	-0.0014
4	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.20	-1.18	0.00	0.0000	0.0000	-0.0011
	TOTAL	-0.20	-1.20	0.00	0.0000	0.0000	-0.0011
5	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.18	-1.35	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
	TOTAL	-0.18	-1.37	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
6	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.12	-1.47	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
	TOTAL	-0.12	-1.50	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
7	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.05	-1.54	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002

	TOTAL	-0.05	-1.56	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
8	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.03	-1.54	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	0.03	-1.56	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
9	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.10	-1.48	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
	TOTAL	0.10	-1.50	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
10	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.15	-1.37	0.00	0.0000	0.0000	0.0008
	TOTAL	0.15	-1.39	0.00	0.0000	0.0000	0.0008
11	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.18	-1.20	0.00	0.0000	0.0000	0.0011
	TOTAL	0.18	-1.22	0.00	0.0000	0.0000	0.0011
12	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.16	-0.98	0.00	0.0000	0.0000	0.0014
	TOTAL	0.16	-1.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0014
13	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.01	-0.71	0.00	0.0000	0.0000	0.0009
	TOTAL	0.01	-0.72	0.00	0.0000	0.0000	0.0009
14	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.00	0.05	0.00	0.0000	0.0000	0.0015
	TOTAL	0.00	0.05	0.00	0.0000	0.0000	0.0015
15	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.06	-0.41	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.06	-0.42	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
16	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.05	-0.65	0.00	0.0000	0.0000	-0.0012
	TOTAL	0.05	-0.66	0.00	0.0000	0.0000	-0.0012
17	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.04	-0.95	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
	TOTAL	-0.04	-0.96	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
18	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.09	-1.19	0.00	0.0000	0.0000	-0.0007
	TOTAL	-0.09	-1.20	0.00	0.0000	0.0000	-0.0007
19	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.09	-1.36	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
	TOTAL	-0.09	-1.38	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
20	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.07	-1.48	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
	TOTAL	-0.07	-1.51	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
21	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.03	-1.55	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	-0.03	-1.57	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
22	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.01	-1.55	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.01	-1.57	0.00	0.0000	0.0000	0.0001

23	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.05	-1.49	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
	TOTAL	0.05	-1.51	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
24	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.07	-1.37	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
	TOTAL	0.07	-1.40	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
25	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.07	-1.20	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
	TOTAL	0.07	-1.22	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
26	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.02	-0.97	0.00	0.0000	0.0000	0.0008
	TOTAL	0.02	-0.99	0.00	0.0000	0.0000	0.0008
27	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.07	-0.68	0.00	0.0000	0.0000	0.0013
	TOTAL	-0.07	-0.69	0.00	0.0000	0.0000	0.0013
28	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.08	-0.42	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.08	-0.43	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
29	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.05	-0.59	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.05	-0.60	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
30	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.06	-0.72	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
	TOTAL	0.06	-0.73	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
31	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.03	-0.96	0.00	0.0000	0.0000	-0.0007
	TOTAL	0.03	-0.97	0.00	0.0000	0.0000	-0.0007
32	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.01	-1.18	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
	TOTAL	-0.01	-1.20	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
33	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.03	-1.37	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
	TOTAL	-0.03	-1.39	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
34	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.03	-1.49	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
	TOTAL	-0.03	-1.51	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
35	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.02	-1.56	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	-0.02	-1.58	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
36	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.00	-1.56	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.00	-1.58	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
37	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.01	-1.50	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
	TOTAL	0.01	-1.52	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
38	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000

	CARGA	0.01	-1.38	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
	TOTAL	0.01	-1.40	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
39	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.01	-1.20	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
	TOTAL	-0.01	-1.22	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
40	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.05	-0.98	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
	TOTAL	-0.05	-1.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
41	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.08	-0.74	0.00	0.0000	0.0000	0.0009
	TOTAL	-0.09	-0.76	0.00	0.0000	0.0000	0.0009
42	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.07	-0.61	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.08	-0.62	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
43	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.05	-0.70	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.06	-0.71	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
44	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.07	-0.79	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
	TOTAL	0.07	-0.81	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
45	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.06	-0.99	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
	TOTAL	0.06	-1.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
46	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.03	-1.19	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
	TOTAL	0.03	-1.21	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
47	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.01	-1.37	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
	TOTAL	0.01	-1.39	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
48	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.01	-1.50	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	-0.01	-1.52	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
49	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.01	-1.57	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	-0.01	-1.59	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
50	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.01	-1.57	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.01	-1.60	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
51	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.01	-1.51	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	-0.01	-1.53	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
52	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.02	-1.39	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
	TOTAL	-0.02	-1.41	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
53	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.05	-1.21	0.00	0.0000	0.0000	0.0005

	TOTAL	-0.05	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
54	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.08	-1.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
	TOTAL	-0.08	-1.03	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
55	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.09	-0.82	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
	TOTAL	-0.09	-0.83	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
56	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.07	-0.72	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.08	-0.73	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
57	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.07	-0.77	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.07	-0.78	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
58	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.08	-0.85	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
	TOTAL	0.08	-0.87	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
59	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.07	-1.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
	TOTAL	0.08	-1.04	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
60	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.05	-1.21	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
	TOTAL	0.06	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
61	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.03	-1.39	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
	TOTAL	0.03	-1.41	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
62	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.01	-1.52	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	0.01	-1.54	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
63	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.00	-1.59	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	-0.00	-1.61	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
64	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.01	-1.59	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.01	-1.61	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
65	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.03	-1.53	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	-0.03	-1.55	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
66	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.04	-1.40	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
	TOTAL	-0.05	-1.42	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
67	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.07	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
	TOTAL	-0.07	-1.25	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
68	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.09	-1.04	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
	TOTAL	-0.09	-1.06	0.00	0.0000	0.0000	0.0005

69	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.10	-0.88	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
	TOTAL	-0.10	-0.89	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
70	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.08	-0.79	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	-0.09	-0.81	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
71	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.09	-0.81	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	0.09	-0.83	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
72	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.10	-0.90	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	0.10	-0.91	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
73	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.09	-1.05	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
	TOTAL	0.09	-1.07	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
74	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.07	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
	TOTAL	0.07	-1.25	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
75	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.05	-1.41	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
	TOTAL	0.05	-1.43	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
76	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.02	-1.54	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	0.03	-1.56	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
77	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.00	-1.61	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	0.00	-1.64	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
78	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.01	-1.62	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.02	-1.64	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
79	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.04	-1.55	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	-0.04	-1.57	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
80	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.06	-1.42	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
	TOTAL	-0.06	-1.44	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
81	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.09	-1.25	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
	TOTAL	-0.09	-1.27	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
82	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.10	-1.07	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
	TOTAL	-0.11	-1.09	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
83	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.11	-0.92	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	-0.11	-0.94	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
84	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000

	CARGA	-0.10	-0.84	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	-0.10	-0.85	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
85	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.12	-0.83	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	0.12	-0.85	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
86	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.12	-0.93	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	0.13	-0.94	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
87	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.12	-1.08	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	0.12	-1.10	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
88	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.10	-1.26	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
	TOTAL	0.10	-1.28	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
89	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.07	-1.43	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
	TOTAL	0.07	-1.45	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
90	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.04	-1.57	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	0.04	-1.59	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
91	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.01	-1.65	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	0.01	-1.67	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
92	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.02	-1.65	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.02	-1.68	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
93	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.05	-1.58	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	-0.05	-1.60	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
94	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.08	-1.44	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
	TOTAL	-0.08	-1.46	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
95	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.11	-1.27	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
	TOTAL	-0.11	-1.29	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
96	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.13	-1.10	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
	TOTAL	-0.13	-1.12	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
97	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.13	-0.95	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.14	-0.97	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
98	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.13	-0.86	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	-0.13	-0.88	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
99	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.17	-0.84	0.00	0.0000	0.0000	0.0002

	TOTAL	0.17	-0.85	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
100	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.17	-0.95	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.17	-0.96	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
101	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.16	-1.10	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	0.16	-1.12	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
102	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.13	-1.28	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	0.13	-1.30	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
103	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.09	-1.46	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	0.10	-1.48	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
104	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.06	-1.61	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	0.06	-1.63	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
105	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.02	-1.70	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	0.02	-1.72	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
106	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.02	-1.70	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.02	-1.72	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
107	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.06	-1.62	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	-0.06	-1.64	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
108	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.10	-1.47	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
	TOTAL	-0.10	-1.49	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
109	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.14	-1.30	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	-0.14	-1.31	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
110	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.16	-1.12	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.17	-1.14	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
111	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.18	-0.97	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.18	-0.99	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
112	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.18	-0.87	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	-0.18	-0.88	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
113	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.24	-0.84	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	0.24	-0.85	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
114	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.23	-0.96	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.23	-0.97	0.00	0.0000	0.0000	0.0001

115	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.21	-1.11	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.22	-1.13	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
116	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.18	-1.30	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	0.18	-1.32	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
117	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.14	-1.49	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	0.14	-1.51	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
118	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.08	-1.66	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	0.09	-1.68	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
119	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.03	-1.76	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.03	-1.78	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
120	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.03	-1.76	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.03	-1.78	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
121	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.09	-1.67	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.09	-1.69	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
122	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.14	-1.51	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.14	-1.53	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
123	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.19	-1.31	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.19	-1.33	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
124	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.22	-1.13	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.22	-1.15	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
125	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.24	-0.98	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	-0.24	-1.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
126	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.24	-0.86	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	-0.24	-0.88	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
127	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.31	-0.83	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	0.32	-0.85	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
128	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.31	-0.96	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	0.31	-0.97	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
129	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.30	-1.11	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.30	-1.13	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
130	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000

	CARGA	0.26	-1.31	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.27	-1.33	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
131	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.21	-1.53	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.21	-1.55	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
132	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.14	-1.71	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.14	-1.73	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
133	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.05	-1.82	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.05	-1.84	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
134	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.05	-1.82	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.05	-1.84	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
135	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.14	-1.72	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.14	-1.74	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
136	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.21	-1.54	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.21	-1.56	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
137	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.26	-1.33	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	-0.27	-1.34	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
138	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.30	-1.13	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	-0.30	-1.15	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
139	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.31	-0.98	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	-0.32	-1.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
140	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.32	-0.86	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	-0.32	-0.88	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
141	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.40	-0.83	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	0.40	-0.85	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
142	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.40	-0.96	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	0.40	-0.98	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
143	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.40	-1.11	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	0.41	-1.12	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
144	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.39	-1.32	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
	TOTAL	0.39	-1.33	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
145	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.33	-1.56	0.00	0.0000	0.0000	0.0003

TOTAL	0.33	-1.58	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
146 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.22	-1.76	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
TOTAL	0.22	-1.78	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
147 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.08	-1.89	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
TOTAL	0.08	-1.91	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
148 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.08	-1.89	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
TOTAL	-0.08	-1.91	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
149 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.22	-1.77	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
TOTAL	-0.22	-1.79	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
150 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.33	-1.58	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
TOTAL	-0.33	-1.60	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
151 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.39	-1.33	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
TOTAL	-0.39	-1.35	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
152 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.40	-1.13	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
TOTAL	-0.41	-1.14	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
153 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.40	-0.98	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
TOTAL	-0.40	-1.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
154 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.40	-0.86	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
TOTAL	-0.40	-0.88	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
155 P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
156 P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0014
TOTAL	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0015

===== STATISTICAL DATA =====

Own weight of structure = 0.98 kN

No. of real numbers in Stiffness matrix = 82044 (820440 bytes)

Time used to analyse = 0: 0:0.761 seconds

Total number of : Nodes = 156

Beam Elements = 4

Shell Elements = 130

Supports = 2

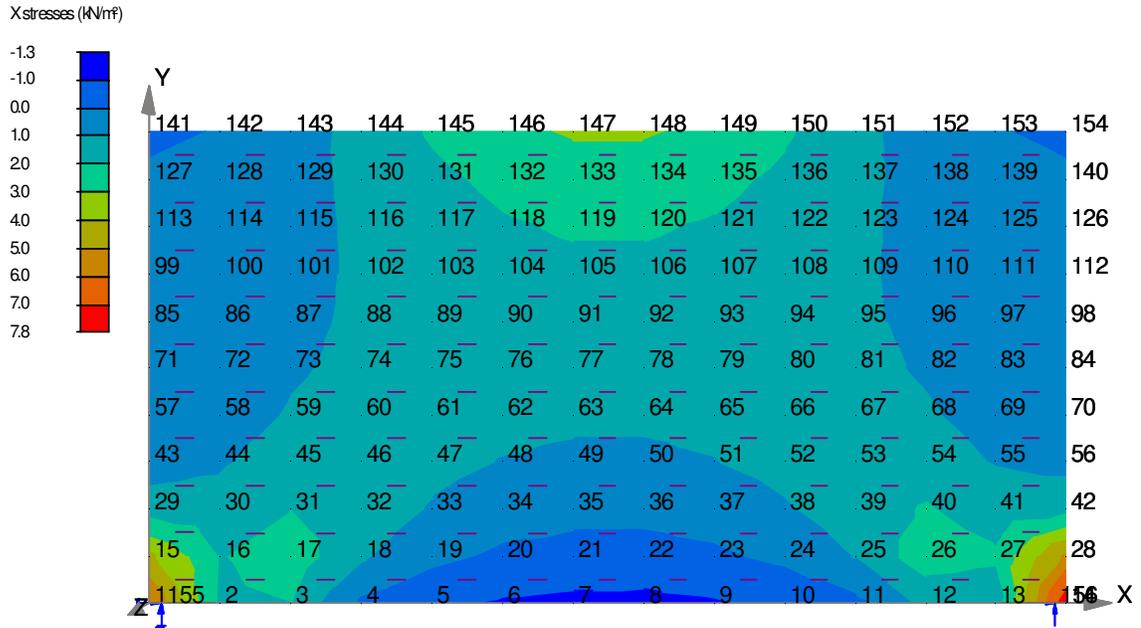
Section properties = 1

Load cases = 2

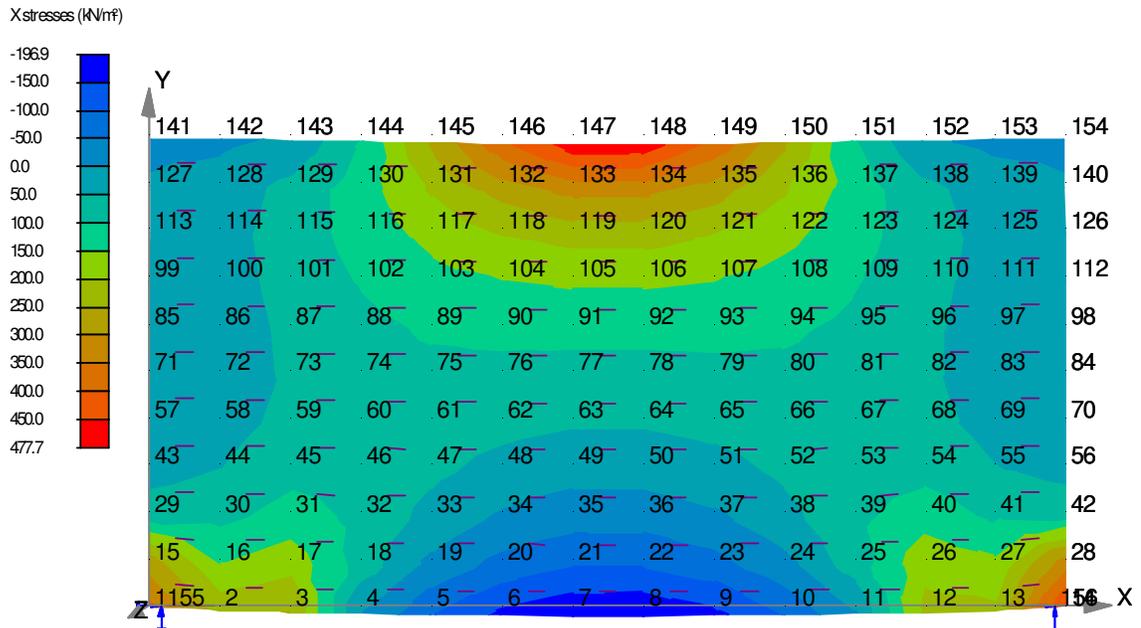
Load combinations = 1

===== END OF OUTPUT =====

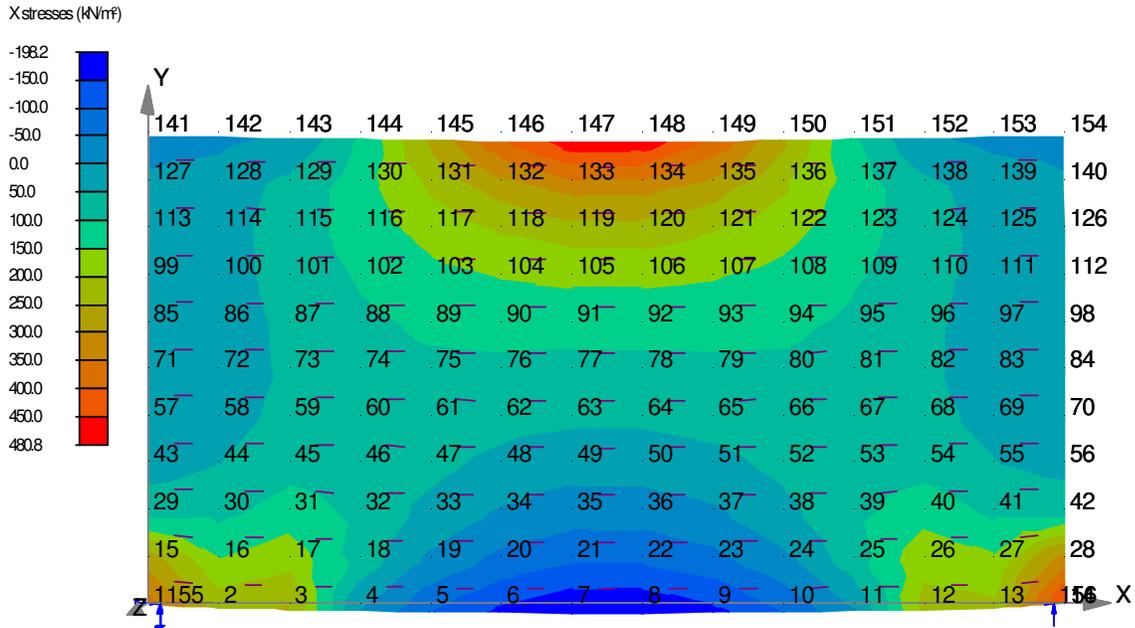
In-plane Stresses for Load Case P_PROP :X stresses (kN/m²)



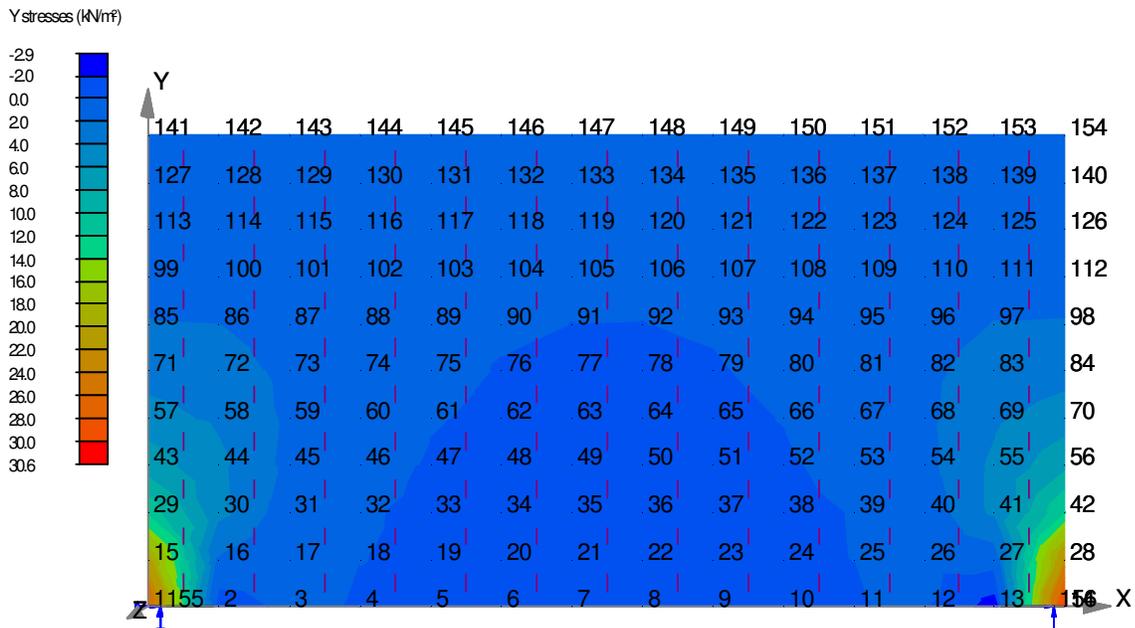
In-plane Stresses for Load Case CARGA :X stresses (kN/m²)



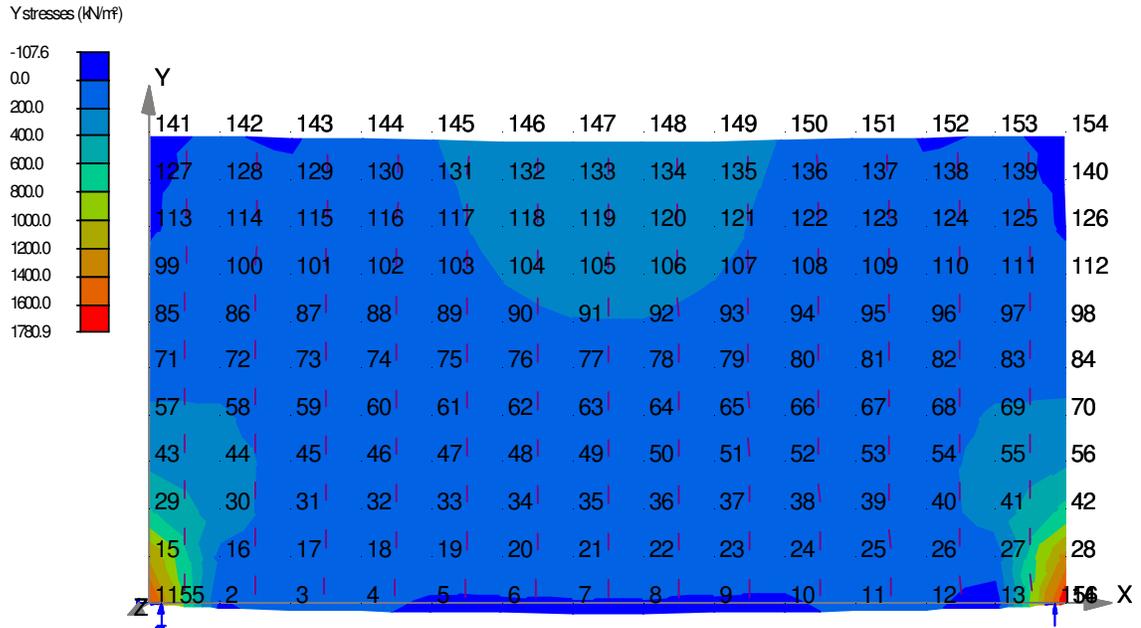
In-plane Stresses for Load Combination TOTAL :X stresses (kN/m²)



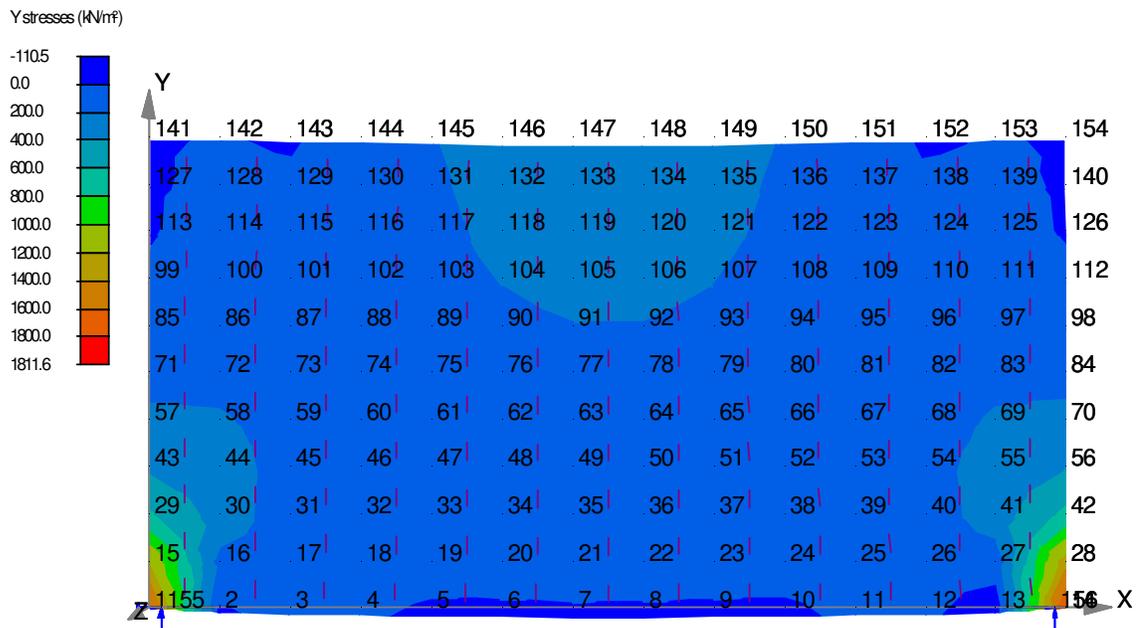
In-plane Stresses for Load Case P_PROP :Y stresses (kN/m²)



In-plane Stresses for Load Case CARGA :Y stresses (kN/m²)



In-plane Stresses for Load Combination TOTAL :Y stresses (kN/m²)



Anexo 3 - Listagem da análise numérica do modelo de simulação da parede de alvenaria tipo
“PD11MO1”, com abertura tipo “Janela”

Space Frame Analysis Ver W2.0.11 - 12 Jan 2004

Input file:C:\MESTRADO\TESE\FINAL\PROKON\2005.02.01\PD11MO1_AB\PD11MO1_ABJ.A03

Created : 08-02-2005 21:12:37

Space Frame Analysis - Ver W2.0.11 - 12 Jan 2004

Created: 08-02-2005 21:13:45

TITLE : SIMULAÇÃO NUMERICA DA PAREDE PD11MO1 COM ABERTURA TIPO "JANELA"

Units: Distance: m Force: kN

Analysis type: Linear

INPUT DATA

Nodes

Node number	X (m)	Y (m)	Z (m)	No. of	Node Inc	X-inc or X-end	Y-inc or Y-end	Z-inc or Z-end	Use end (Y) or inc [N]
1	0	0		13	1	.3	0		
15	0	.2		13	1	.3	0		
29	0	.4		13	1	.3	0		
43	0	.6		13	1	.3	0		
57	0	.8		13	1	.3	0		
71	0	1		13	1	.3	0		
85	0	1.2		13	1	.3	0		
99	0	1.4		13	1	.3	0		
113	0	1.6		13	1	.3	0		
127	0	1.8		13	1	.3	0		
141	0	2		13	1	.3	0		
155	.05	0							
156	3.85	0							
91									Delete
92									Delete
93									Delete
77									Delete
78									Delete
79									Delete
90									Delete
76									Delete

Beam Elements

Beam element definition e.g. 4-6--16	Section Name	β (°)	Fixity low node	Fixity high node	Group fix Y/[N]	Number of extra	Node no inc.
1-155	CHAPA						
2-155	CHAPA						
13-156	CHAPA						
14-156	CHAPA						

Shell Elements

Node 1	Node 2	Node 3	Node 4	Number of extra	Node no inc.	t (m)	Material
1	2	16	15	12	1	.11	ALVENARIA
15	16	30	29	12	1	.11	
29	30	44	43	12	1	.11	
43	44	58	57	12	1	.11	

Node 1	Node 2	Node 3	Node 4	Number of extra	Node no inc.	t (m)	Material
57	58	72	71	12	1	.11	
71	72	86	85	12	1	.11	
85	86	100	99	12	1	.11	
99	100	114	113	12	1	.11	
113	114	128	127	12	1	.11	
127	128	142	141	12	1	.11	
90	91	105	104				delete
93	94	108	107				delete
76	77	91	90				delete
62	63	77	76				delete
63	64	78	77				delete
64	65	79	78				delete
65	66	80	79				delete
79	80	94	93				delete
78	79	93	92				delete
77	78	92	91				delete
91	92	106	105				delete
92	93	107	106				delete
89	90	104	103				delete
75	76	90	89				delete
61	62	76	75				delete

Supports

'XYZ' = transl. fixity 'xyz' = rot. fixity 'P' = Presc. displ.(m) or (rad) 'S' = Spring const.(kN/m) or (kNm/rad)										
Node no.	Fixity XYZxyz	[P] /S	X	Y	Z	x	y	z	Number of extra	Node no inc.
155	XYZxyz									
156	XYZ									

Properties

Section name	Beam section designation	Area (m ²)	Shear Area Ay(m ²)	Shear Area Ax(m ²)	bx (m ⁴)	lyy (m ⁴)	J (m ⁴)	Material
CHAPA		.0022	.0022	.0022	7.3E-8	2.2E-6	5E-7	Steel:300W

Materials

	Material	E (kPa)	Poisson's Ratio	Density (kN/m ³)	Thermal Exp. Co.	Stress-Strain Curve
1	Steel:300W	206.0E6	.300	77.0000	11.70E-6	
2	Steel:Stainless	210.0E6	.300	77.0000	17.80E-6	
3	Concrete:25 MPa	25.00E6	.200	25.0000	10.00E-6	
4	Concrete:30 MPa	26.00E6	.200	25.0000	10.00E-6	
5	Concrete:40 MPa	28.00E6	.200	25.0000	10.00E-6	
	ALVENARIA	0.8E6	.2	1.0256	10E-6	

Nodal Loads

Load case	Node number	Px (kN)	Py (kN)	Pz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)	Number of extra	Node no inc.
P_PROP									
CARGA	144		-2						
	145		-6						
	146		-8.5						

Load case	Node number	Px (kN)	Py (kN)	Pz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)	Number of extra	Node no inc.
	147		-11						
	148		-11						
	149		-8.5						
	150		-6						
	151		-2						

Load Case Descriptions

Load Case	Description

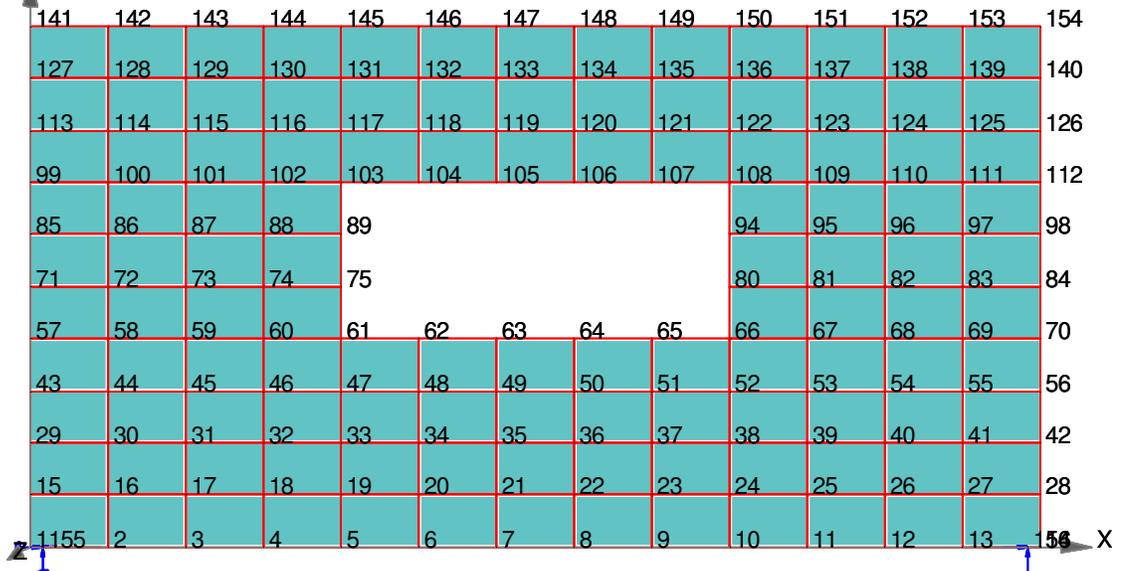
Load Combinations

Load Combination	Load Case	ULS factor	SLS factor
TOTAL	P_PROP	1	1
	CARGA	1	1

Self weight to be added to:P_PROP

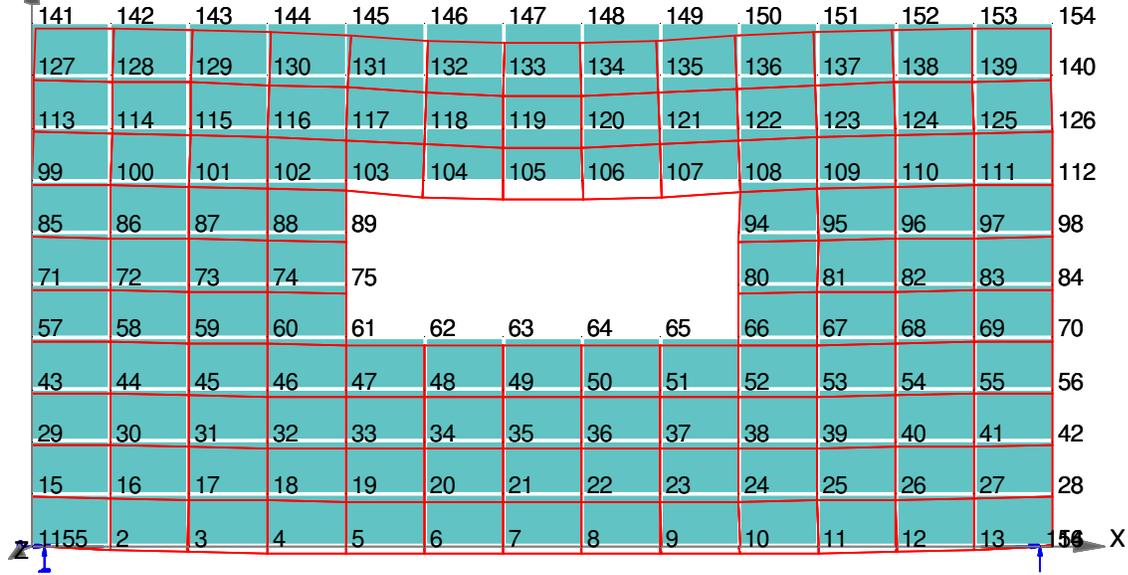
Deflections for Load Case P_PROP

Maximum Deflections for Load Case P_PROP:
 X : 0.00 mm at node 153
 Y : -1.02 mm at node 22



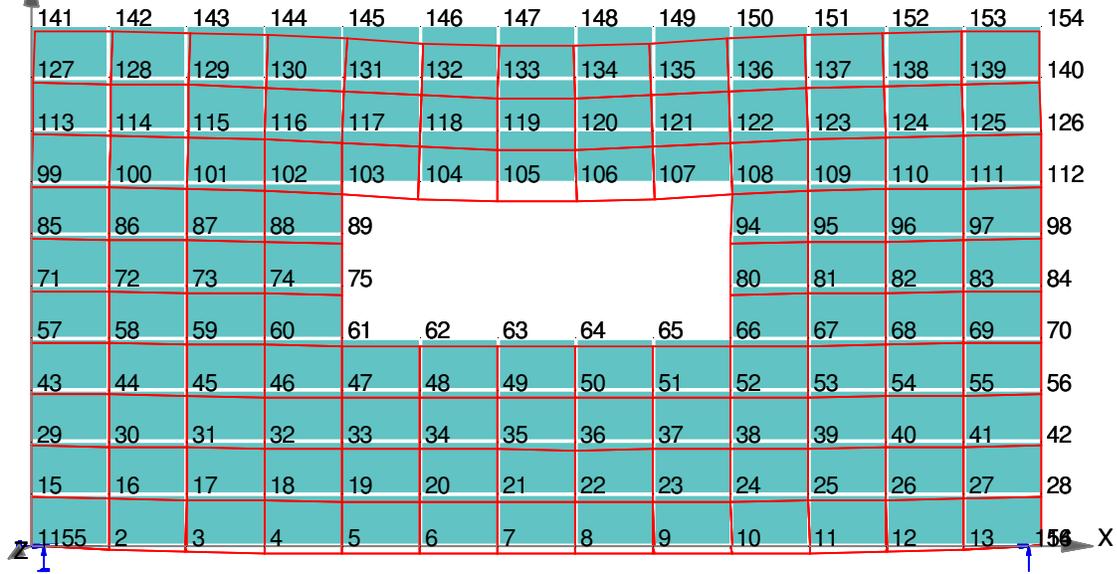
Deflections for Load Case CARGA

Maximum Deflections for Load Case CARGA:
 X : -0.70 mm at node 150
 Y : -1.09 mm at node 148



Deflections for Load Case TOTAL

Maximum Deflections for Load Combination TOTAL:
 X : -0.70 mm at node 150
 Y : -1.11 mm at node 148



===== OUTPUT: LINEAR ANALYSIS =====
 ===== NODAL POINT DISPLACEMENTS at SLS =====

Node	Lcase	X-disp.	Y-disp.	Z-disp.	X-rot.	Y-rot.	Z-rot.
		mm	mm	mm	rad.	rad.	rad.
1	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
	TOTAL	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
2	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.01	-0.66	0.00	0.0000	0.0000	-0.0011
	TOTAL	-0.01	-0.67	0.00	0.0000	0.0000	-0.0011
3	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.13	-0.90	0.00	0.0000	0.0000	-0.0012
	TOTAL	-0.13	-0.92	0.00	0.0000	0.0000	-0.0013
4	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.12	-1.07	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
	TOTAL	-0.12	-1.09	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
5	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.08	-1.16	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
	TOTAL	-0.09	-1.18	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
6	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.05	-1.21	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	-0.05	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
7	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.03	-1.22	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.03	-1.25	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
8	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.00	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-1.25	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
9	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.02	-1.22	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.02	-1.24	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
10	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.06	-1.18	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
	TOTAL	0.06	-1.20	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
11	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.10	-1.09	0.00	0.0000	0.0000	0.0008
	TOTAL	0.10	-1.11	0.00	0.0000	0.0000	0.0008
12	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.11	-0.94	0.00	0.0000	0.0000	0.0012
	TOTAL	0.11	-0.95	0.00	0.0000	0.0000	0.0012
13	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.01	-0.69	0.00	0.0000	0.0000	0.0009
	TOTAL	0.01	-0.71	0.00	0.0000	0.0000	0.0009
14	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.00	0.05	0.00	0.0000	0.0000	0.0014

	TOTAL	0.00	0.05	0.00	0.0000	0.0000	0.0015
15	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.05	-0.42	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.05	-0.42	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
16	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.05	-0.64	0.00	0.0000	0.0000	-0.0011
	TOTAL	0.05	-0.65	0.00	0.0000	0.0000	-0.0012
17	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.02	-0.90	0.00	0.0000	0.0000	-0.0007
	TOTAL	-0.02	-0.92	0.00	0.0000	0.0000	-0.0007
18	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.05	-1.08	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
	TOTAL	-0.05	-1.10	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
19	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.05	-1.17	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	-0.05	-1.19	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
20	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.03	-1.21	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	-0.03	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
21	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.02	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.02	-1.25	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
22	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.01	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.01	-1.25	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
23	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.01	-1.22	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.01	-1.24	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
24	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.02	-1.19	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
	TOTAL	0.02	-1.21	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
25	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.03	-1.10	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
	TOTAL	0.03	-1.12	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
26	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.00	-0.93	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
	TOTAL	0.00	-0.95	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
27	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.07	-0.67	0.00	0.0000	0.0000	0.0012
	TOTAL	-0.07	-0.68	0.00	0.0000	0.0000	0.0013
28	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.07	-0.42	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	-0.08	-0.43	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
29	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.02	-0.60	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.03	-0.61	0.00	0.0000	0.0000	0.0000

30	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.04	-0.71	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
	TOTAL	0.04	-0.72	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
31	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.01	-0.92	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
	TOTAL	0.02	-0.93	0.00	0.0000	0.0000	-0.0007
32	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.01	-1.09	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
	TOTAL	-0.01	-1.10	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
33	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.01	-1.17	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	-0.01	-1.19	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
34	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.01	-1.21	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.01	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
35	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.01	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.01	-1.25	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
36	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.01	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.01	-1.25	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
37	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.01	-1.22	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.01	-1.24	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
38	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.01	-1.19	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.01	-1.21	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
39	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.01	-1.11	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
	TOTAL	-0.01	-1.13	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
40	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.04	-0.95	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
	TOTAL	-0.04	-0.96	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
41	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.06	-0.73	0.00	0.0000	0.0000	0.0009
	TOTAL	-0.07	-0.74	0.00	0.0000	0.0000	0.0009
42	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.05	-0.62	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.05	-0.63	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
43	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.00	-0.71	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.00	-0.72	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
44	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.01	-0.78	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
	TOTAL	0.02	-0.79	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
45	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000

	CARGA	0.01	-0.96	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
	TOTAL	0.01	-0.97	0.00	0.0000	0.0000	-0.0007
46	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.00	-1.11	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
	TOTAL	0.01	-1.13	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
47	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.01	-1.19	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.01	-1.20	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
48	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.00	-1.21	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.00	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
49	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.01	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-1.25	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
50	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.01	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.01	-1.25	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
51	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.02	-1.22	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.02	-1.24	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
52	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.02	-1.21	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.02	-1.22	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
53	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.02	-1.14	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
	TOTAL	-0.03	-1.15	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
54	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.03	-0.98	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
	TOTAL	-0.03	-1.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
55	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.04	-0.80	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
	TOTAL	-0.04	-0.82	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
56	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.02	-0.73	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	-0.03	-0.74	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
57	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.01	-0.77	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.01	-0.78	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
58	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.00	-0.84	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
	TOTAL	-0.00	-0.85	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
59	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.01	-1.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
	TOTAL	-0.00	-1.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
60	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.01	-1.16	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005

	TOTAL	-0.00	-1.18	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
61	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.00	-1.21	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	0.01	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
62	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.01	-1.21	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	0.01	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
63	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.00	-1.22	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.00	-1.25	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
64	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.01	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.01	-1.25	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
65	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.02	-1.22	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	-0.03	-1.24	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
66	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.02	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	-0.02	-1.25	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
67	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.01	-1.18	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
	TOTAL	-0.01	-1.20	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
68	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.01	-1.03	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
	TOTAL	-0.02	-1.04	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
69	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.02	-0.86	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
	TOTAL	-0.02	-0.88	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
70	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.01	-0.79	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	-0.01	-0.80	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
71	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.00	-0.78	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	0.00	-0.80	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
72	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.01	-0.88	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
	TOTAL	-0.00	-0.89	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
73	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.02	-1.05	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
	TOTAL	-0.02	-1.07	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
74	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.03	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
	TOTAL	-0.03	-1.25	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
75	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.02	-1.29	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.01	-1.31	0.00	0.0000	0.0000	0.0001

80	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.00	-1.31	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	-0.00	-1.33	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
81	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.01	-1.25	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
	TOTAL	0.01	-1.27	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
82	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.00	-1.07	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
	TOTAL	-0.00	-1.09	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
83	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.01	-0.90	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
	TOTAL	-0.02	-0.92	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
84	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.02	-0.81	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	-0.02	-0.82	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
85	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.04	-0.77	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.04	-0.79	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
86	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.03	-0.90	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	0.03	-0.91	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
87	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.00	-1.08	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
	TOTAL	0.00	-1.10	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
88	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.06	-1.31	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
	TOTAL	-0.06	-1.33	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
89	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.05	-1.42	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.04	-1.44	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
94	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.03	-1.44	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	0.03	-1.46	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
95	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.04	-1.33	0.00	0.0000	0.0000	0.0009
	TOTAL	0.04	-1.35	0.00	0.0000	0.0000	0.0009
96	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.02	-1.11	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
	TOTAL	-0.02	-1.12	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
97	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.05	-0.92	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	-0.05	-0.93	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
98	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.06	-0.80	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.06	-0.81	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
99	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000

	CARGA	0.12	-0.75	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	0.12	-0.76	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
100	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.10	-0.90	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	0.11	-0.92	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
101	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.07	-1.09	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
	TOTAL	0.07	-1.11	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
102	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.01	-1.36	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
	TOTAL	-0.01	-1.38	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
103	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.14	-1.75	0.00	0.0000	0.0000	-0.0018
	TOTAL	-0.14	-1.77	0.00	0.0000	0.0000	-0.0018
104	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.31	-2.58	0.00	0.0000	0.0000	-0.0016
	TOTAL	-0.31	-2.60	0.00	0.0000	0.0000	-0.0016
105	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.14	-3.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
	TOTAL	-0.14	-3.04	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
106	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.12	-3.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0008
	TOTAL	0.12	-3.04	0.00	0.0000	0.0000	0.0008
107	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.29	-2.59	0.00	0.0000	0.0000	0.0017
	TOTAL	0.29	-2.61	0.00	0.0000	0.0000	0.0017
108	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.12	-1.77	0.00	0.0000	0.0000	0.0018
	TOTAL	0.12	-1.78	0.00	0.0000	0.0000	0.0018
109	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.01	-1.38	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
	TOTAL	-0.01	-1.40	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
110	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.08	-1.12	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
	TOTAL	-0.09	-1.13	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
111	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.12	-0.92	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	-0.12	-0.94	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
112	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.13	-0.77	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.14	-0.79	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
113	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.23	-0.72	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	0.23	-0.74	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
114	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.22	-0.90	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001

TOTAL	0.22	-0.91	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
115 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.19	-1.10	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
TOTAL	0.19	-1.12	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
116 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.14	-1.39	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
TOTAL	0.14	-1.41	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
117 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.09	-1.87	0.00	0.0000	0.0000	-0.0012
TOTAL	0.09	-1.89	0.00	0.0000	0.0000	-0.0012
118 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.04	-2.57	0.00	0.0000	0.0000	-0.0011
TOTAL	0.04	-2.59	0.00	0.0000	0.0000	-0.0012
119 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	-0.01	-3.06	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
TOTAL	-0.01	-3.08	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
120 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.01	-3.06	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
TOTAL	-0.01	-3.08	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
121 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.06	-2.58	0.00	0.0000	0.0000	0.0012
TOTAL	-0.06	-2.60	0.00	0.0000	0.0000	0.0012
122 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.10	-1.89	0.00	0.0000	0.0000	0.0013
TOTAL	-0.11	-1.91	0.00	0.0000	0.0000	0.0013
123 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.15	-1.41	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
TOTAL	-0.16	-1.43	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
124 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.21	-1.13	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
TOTAL	-0.21	-1.14	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
125 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.23	-0.92	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
TOTAL	-0.24	-0.94	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
126 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	-0.24	-0.75	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
TOTAL	-0.24	-0.76	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
127 P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	0.36	-0.71	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
TOTAL	0.36	-0.72	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
128 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.36	-0.89	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	0.36	-0.91	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
129 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.36	-1.10	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
TOTAL	0.36	-1.12	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002

130	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.36	-1.43	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
	TOTAL	0.36	-1.44	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
131	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.35	-1.95	0.00	0.0000	0.0000	-0.0011
	TOTAL	0.35	-1.97	0.00	0.0000	0.0000	-0.0011
132	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.26	-2.61	0.00	0.0000	0.0000	-0.0012
	TOTAL	0.26	-2.63	0.00	0.0000	0.0000	-0.0012
133	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.10	-3.08	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
	TOTAL	0.10	-3.10	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
134	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.11	-3.08	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
	TOTAL	-0.11	-3.10	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
135	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.27	-2.62	0.00	0.0000	0.0000	0.0012
	TOTAL	-0.28	-2.64	0.00	0.0000	0.0000	0.0012
136	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.36	-1.97	0.00	0.0000	0.0000	0.0011
	TOTAL	-0.36	-1.99	0.00	0.0000	0.0000	0.0011
137	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.37	-1.45	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
	TOTAL	-0.38	-1.46	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
138	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.37	-1.13	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	-0.38	-1.14	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
139	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.37	-0.92	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.38	-0.93	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
140	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.37	-0.73	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	-0.37	-0.75	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
141	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.49	-0.70	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.49	-0.72	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
142	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.50	-0.89	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	0.50	-0.91	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
143	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.54	-1.11	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	0.54	-1.12	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
144	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.63	-1.46	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
	TOTAL	0.63	-1.48	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
145	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000

CARGA	0.69	-2.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0015
TOTAL	0.70	-2.03	0.00	0.0000	0.0000	-0.0015
146 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.58	-2.64	0.00	0.0000	0.0000	-0.0020
TOTAL	0.58	-2.66	0.00	0.0000	0.0000	-0.0020
147 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.23	-3.09	0.00	0.0000	0.0000	-0.0009
TOTAL	0.23	-3.11	0.00	0.0000	0.0000	-0.0009
148 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.23	-3.09	0.00	0.0000	0.0000	0.0009
TOTAL	-0.23	-3.11	0.00	0.0000	0.0000	0.0009
149 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.59	-2.65	0.00	0.0000	0.0000	0.0020
TOTAL	-0.59	-2.67	0.00	0.0000	0.0000	0.0020
150 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.70	-2.03	0.00	0.0000	0.0000	0.0016
TOTAL	-0.70	-2.05	0.00	0.0000	0.0000	0.0016
151 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.64	-1.48	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
TOTAL	-0.64	-1.50	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
152 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.55	-1.13	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
TOTAL	-0.56	-1.15	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
153 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.51	-0.92	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
TOTAL	-0.51	-0.93	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
154 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.50	-0.73	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	-0.51	-0.74	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
155 P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
156 P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0014
TOTAL	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0014

===== STATISTICAL DATA =====

Own weight of structure = 0.88 kN

No. of real numbers in Stiffness matrix = 67332 (673320 bytes)

Time used to analyse = 0: 0:0.631 seconds

Total number of : Nodes = 148

Beam Elements = 4

Shell Elements = 115

Supports = 2

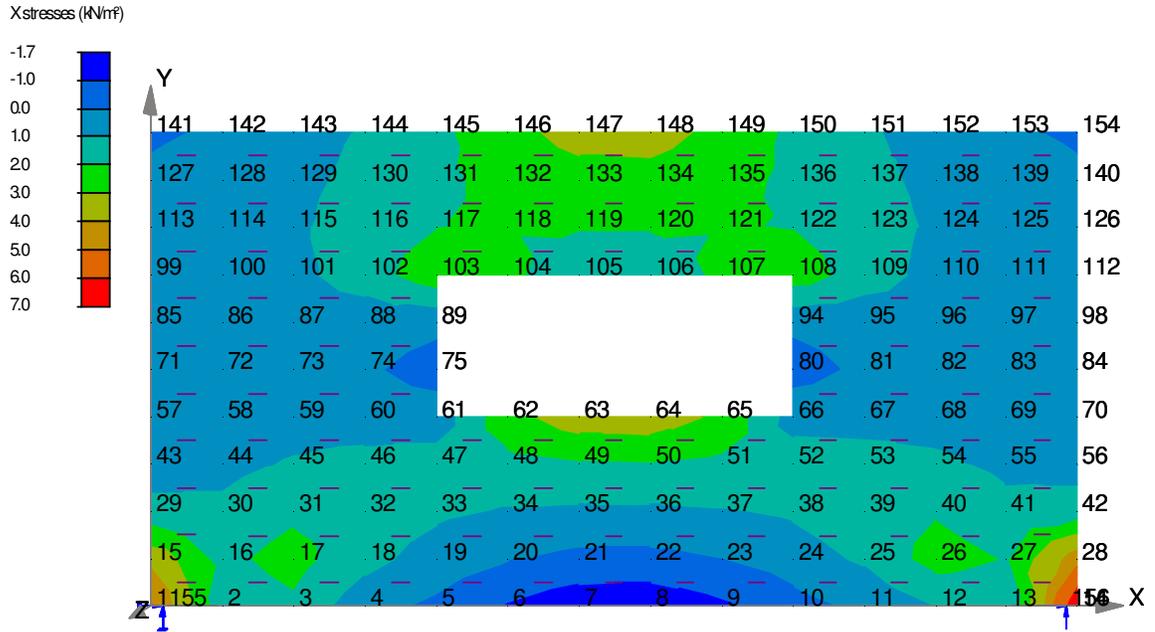
Section properties = 1

Load cases = 2

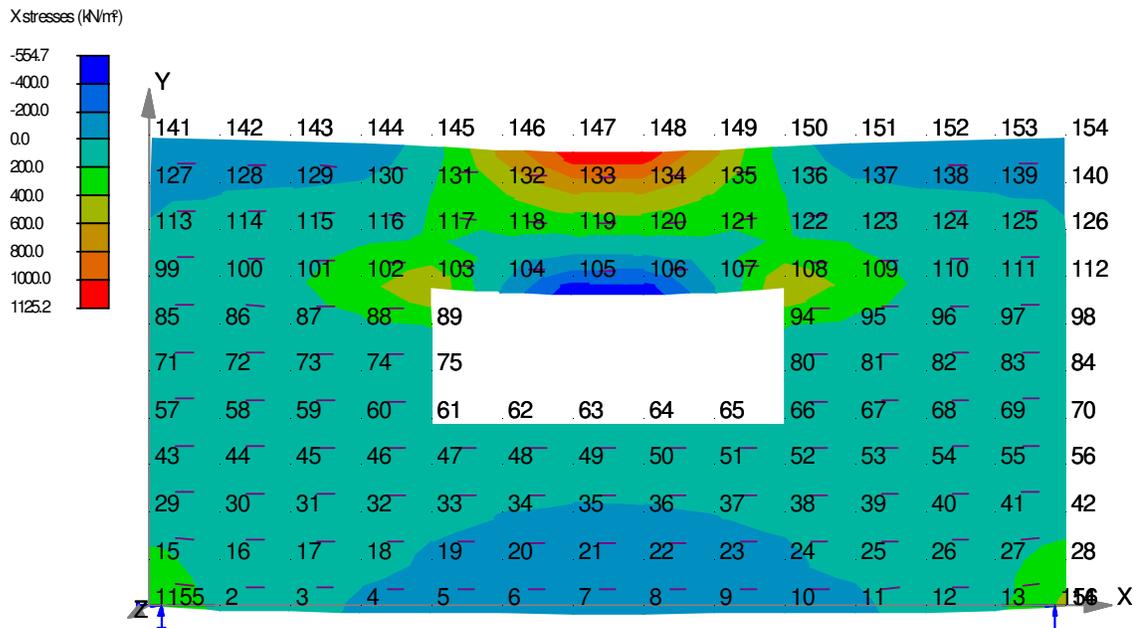
Load combinations = 1

===== END OF OUTPUT =====

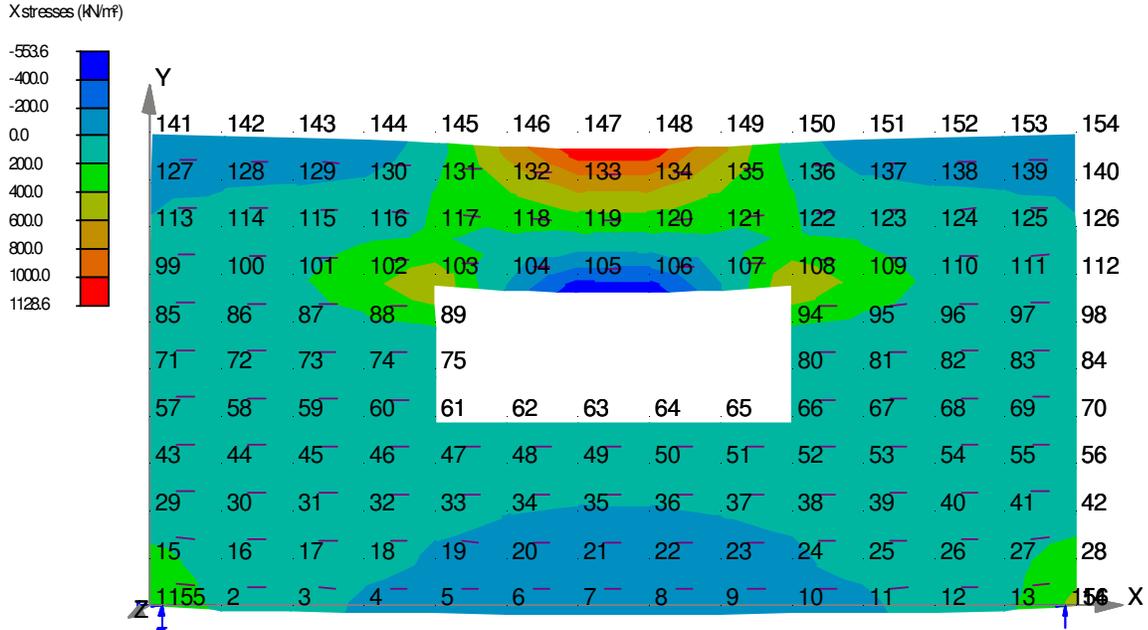
In-plane Stresses for Load Case P_PROP :X stresses (kN/m²)



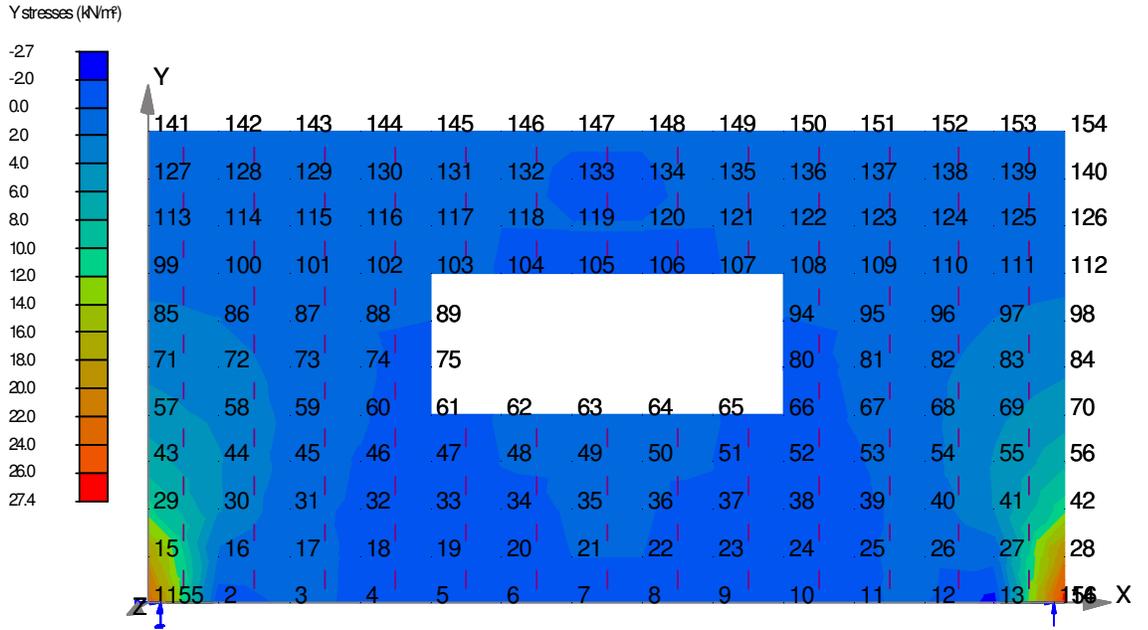
In-plane Stresses for Load Case CARGA :X stresses (kN/m²)



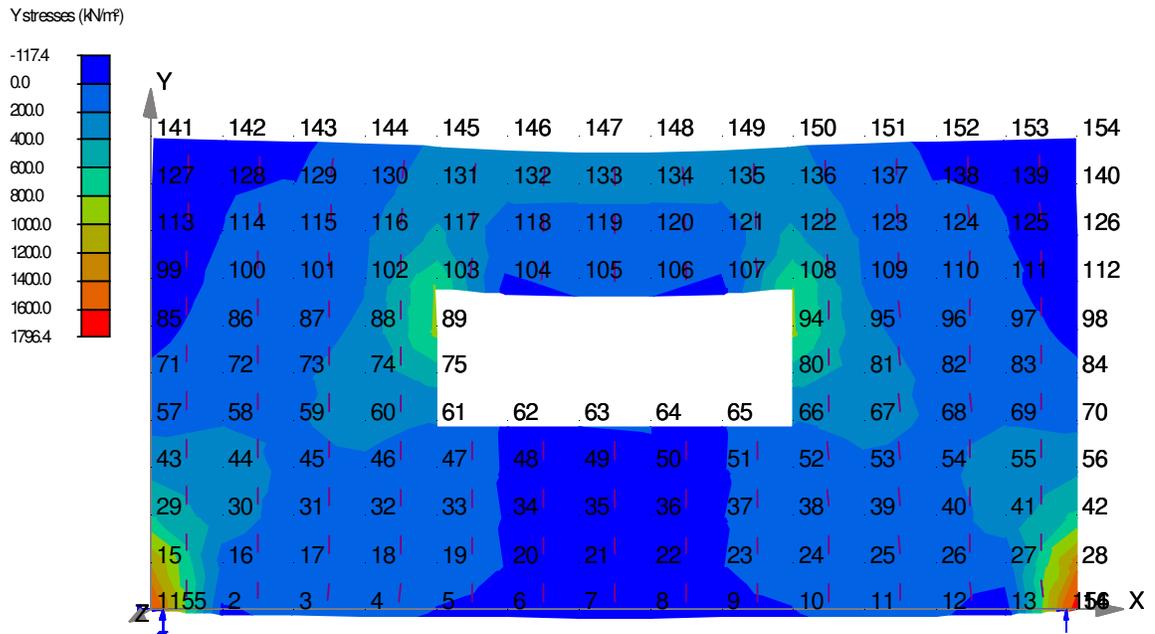
In-plane Stresses for Load Combination TOTAL :X stresses (kN/m²)



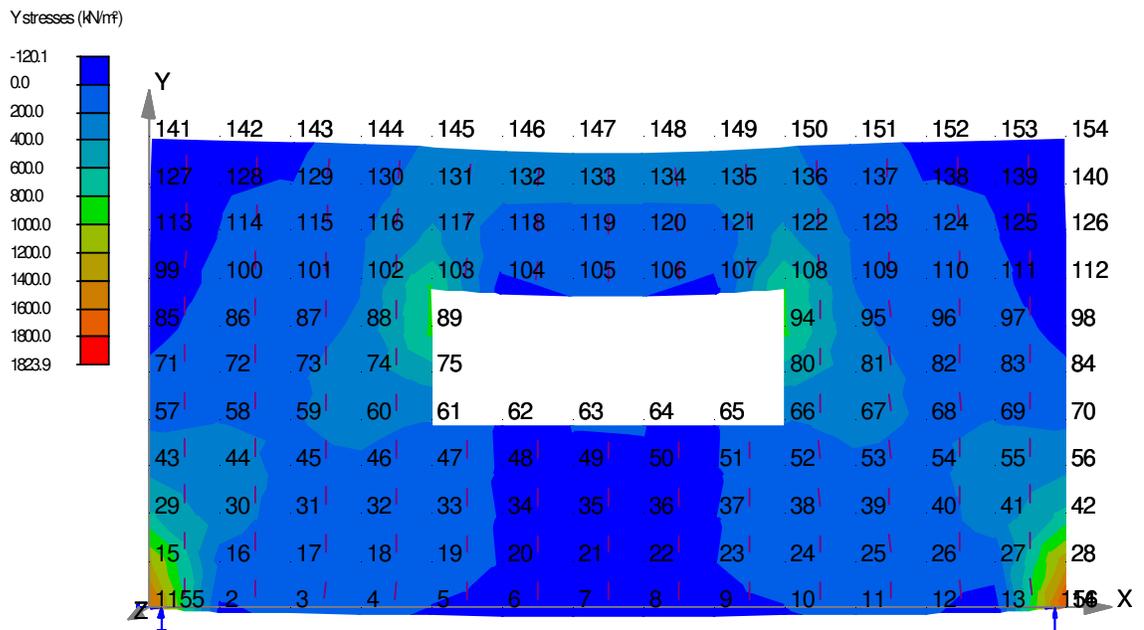
In-plane Stresses for Load Case P_PROP :Y stresses (kN/m²)



In-plane Stresses for Load Case CARGA :Y stresses (kN/m²)



In-plane Stresses for Load Combination TOTAL :Y stresses (kN/m²)



Anexo 4 - Listagem da análise numérica do modelo de simulação da parede de alvenaria tipo
“PD11MO1”, com abertura tipo “Porta”

Space Frame Analysis Ver W2.0.11 - 12 Jan 2004

Input file:C:\MESTRADO\TESE\FINAL\PROKON\2005.02.01\PD11M01_AB\PD11M01_ABP.A03

Created : 08-02-2005 22:30:01

Space Frame Analysis - Ver W2.0.11 - 12 Jan 2004

Created: 08-02-2005 22:30:56

TITLE : SIMULAÇÃO NUMERICA DA PAREDE "PD11M01" COM ABERTURA TIPO "PORTA"

Units: Distance:m Force:kN

Analysis type:Linear

INPUT DATA

Nodes

Node number	X (m)	Y (m)	Z (m)	No. of	Node Inc	X-inc or X-end	Y-inc or Y-end	Z-inc or Z-end	Use end (Y) or inc [N]
1	0	0		13	1	.3	0		
15	0	.2		13	1	.3	0		
29	0	.4		13	1	.3	0		
43	0	.6		13	1	.3	0		
57	0	.8		13	1	.3	0		
71	0	1		13	1	.3	0		
85	0	1.2		13	1	.3	0		
99	0	1.4		13	1	.3	0		
113	0	1.6		13	1	.3	0		
127	0	1.8		13	1	.3	0		
141	0	2		13	1	.3	0		
155	.05	0							
156	3.85	0							
91									Delete
92									Delete
78									Delete
77									Delete
63									Delete
64									Delete
50									Delete
49									Delete
35									Delete
36									Delete
22									Delete
21									Delete
7									Delete
8									Delete

Beam Elements

Beam element definition e.g. 4-6--16	Section Name	β (°)	Fixity low node	Fixity high node	Group fix Y/[N]	Number of extra	Node no inc.
1-155	CHAPA						
2-155	CHAPA						
13-156	CHAPA						
14-156	CHAPA						

Shell Elements

Node 1	Node 2	Node 3	Node 4	Number of extra	Node no inc.	t (m)	Material
1	2	16	15	12	1	.11	ALVENARIA
15	16	30	29	12	1	.11	
29	30	44	43	12	1	.11	
43	44	58	57	12	1	.11	
57	58	72	71	12	1	.11	
71	72	86	85	12	1	.11	
85	86	100	99	12	1	.11	
99	100	114	113	12	1	.11	
113	114	128	127	12	1	.11	
127	128	142	141	12	1	.11	
90	91	105	104				delete
92	93	107	106				delete
91	92	106	105				delete
76	77	91	90				delete
77	78	92	91				delete
78	79	93	92				delete
64	65	79	78				delete
63	64	78	77				delete
62	63	77	76				delete
48	49	63	62				delete
49	50	64	63				delete
50	51	65	64				delete
36	37	51	50				delete
35	36	50	49				delete
34	35	49	48				delete
20	21	35	34				delete
21	22	36	35				delete
22	23	37	36				delete
8	9	23	22				delete
7	8	22	21				delete
6	7	21	20				delete

Supports

'XYZ' = transl. fixity 'xyz' = rot. fixity 'P' = Presc. displ.(m) or (rad) 'S' = Spring const.(kN/m) or (kNm/rad)										
Node no.	Fixity XYZxyz	[P] /S	X	Y	Z	x	y	z	Number of extra	Node no inc.
155	XYZxyz									
156	XYZ									

Properties

Section name	Beam section designation	Area (m ²)	Shear Area Ay(m ²)	Shear Area Ax(m ²)	Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	J (m ⁴)	Material
CHAPA		.0022	.0022	.0022	7.3E-8	2.2E-6	5E-7	Steel:300W

Materials

	Material	E (kPa)	Poisson's Ratio	Density (kN/m ³)	Thermal Exp. Co.	Stress-Strain Curve
1	Steel:300W	206.0E6	.300	77.0000	11.70E-6	
2	Steel:Stainless	210.0E6	.300	77.0000	17.80E-6	
3	Concrete:25 MPa	25.00E6	.200	25.0000	10.00E-6	

	Material	E (kPa)	Poisson's Ratio	Density (kN/m ³)	Thermal Exp. Co.	Stress-Strain Curve
4	Concrete:30 MPa	26.00E6	.200	25.0000	10.00E-6	
5	Concrete:40 MPa	28.00E6	.200	25.0000	10.00E-6	
	ALVENARIA	0.8E6	.2	1.0256	10E-6	

Nodal Loads

Load case	Node number	Px (kN)	Py (kN)	Pz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)	Number of extra	Node no inc.
P_PROP									
CARGA	144		-2						
	145		-6						
	146		-8.5						
	147		-11						
	148		-11						
	149		-8.5						
	150		-6						
	151		-2						

Load Case Descriptions

Load Case	Description

Load Combinations

Load Combination	Load Case	ULS factor	SLS factor
TOTAL	P_PROP	1	1
	CARGA	1	1

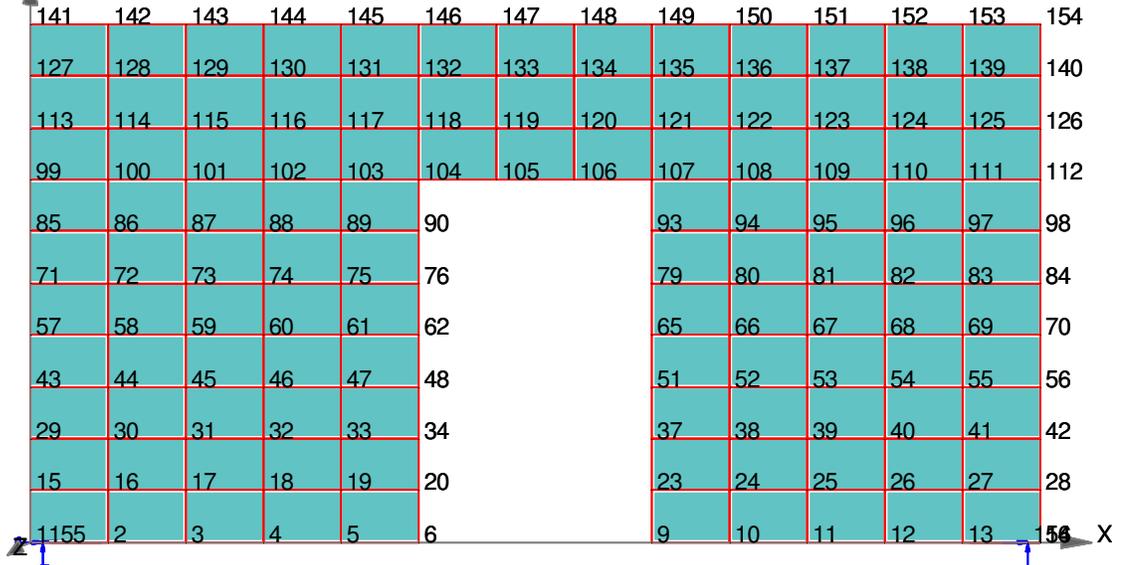
Self weight to be added to:P_PROP

Deflections for Load Case P_PROP

Maximum Deflections for Load Case P_PROP:

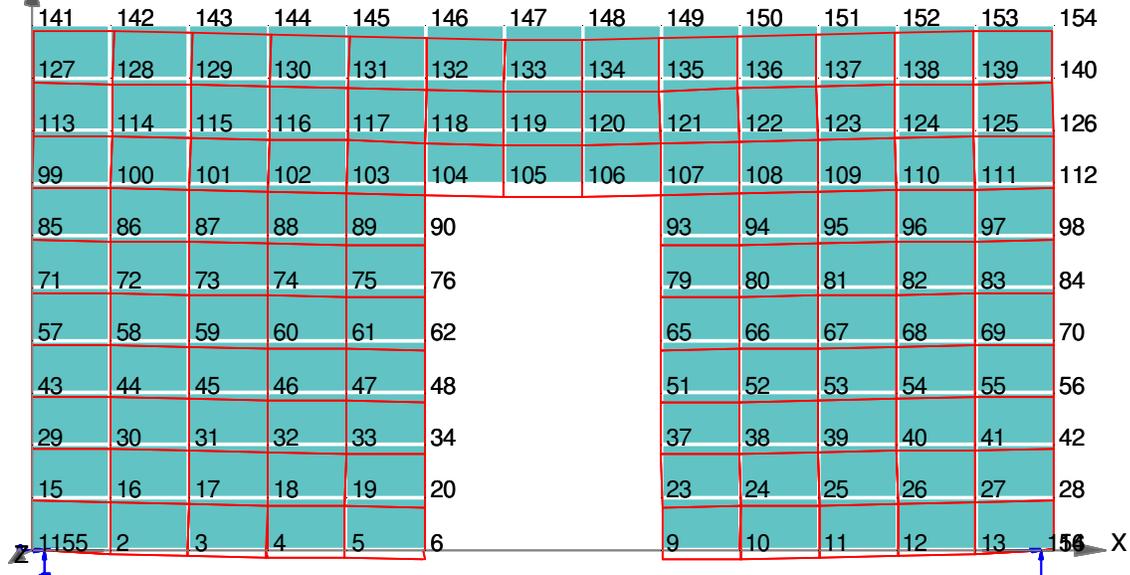
X : 0.00 mm at node 55

Y : -0.02 mm at node 9



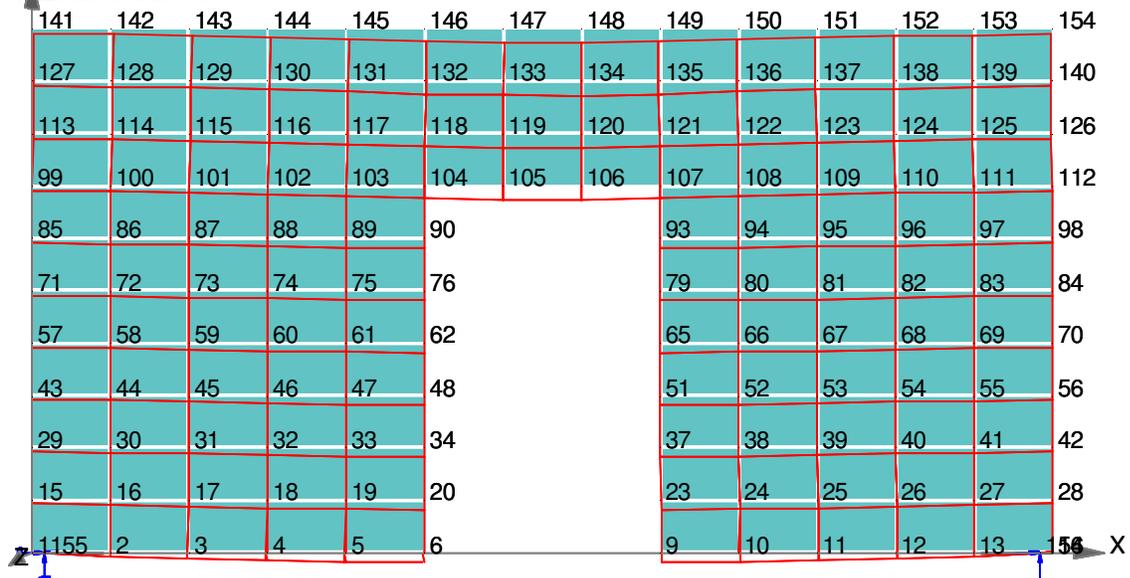
Deflections for Load Case CARGA

Maximum Deflections for Load Case CARGA:
 X : -0.48 mm at node 151
 Y : -1.26 mm at node 148



Deflections for Load Case TOTAL

Maximum Deflections for Load Combination TOTAL:
 X : -0.49 mm at node 151
 Y : -1.28 mm at node 148



```

===== OUTPUT: LINEAR ANALYSIS =====
===== NODAL POINT DISPLACEMENTS at SLS =====

```

Node	Lcase	X-disp.	Y-disp.	Z-disp.	X-rot.	Y-rot.	Z-rot.
		mm	mm	mm	rad.	rad.	rad.
1	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
	TOTAL	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
2	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.01	-0.66	0.00	0.0000	0.0000	-0.0010
	TOTAL	-0.01	-0.67	0.00	0.0000	0.0000	-0.0011
3	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.21	-0.93	0.00	0.0000	0.0000	-0.0015
	TOTAL	-0.21	-0.94	0.00	0.0000	0.0000	-0.0015
4	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.24	-1.15	0.00	0.0000	0.0000	-0.0012
	TOTAL	-0.24	-1.17	0.00	0.0000	0.0000	-0.0012
5	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.23	-1.32	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
	TOTAL	-0.23	-1.33	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
6	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.23	-1.45	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
	TOTAL	-0.23	-1.47	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
9	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.21	-1.48	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
	TOTAL	0.21	-1.50	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
10	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.21	-1.35	0.00	0.0000	0.0000	0.0008
	TOTAL	0.21	-1.36	0.00	0.0000	0.0000	0.0008
11	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.22	-1.18	0.00	0.0000	0.0000	0.0012
	TOTAL	0.22	-1.20	0.00	0.0000	0.0000	0.0012
12	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.19	-0.96	0.00	0.0000	0.0000	0.0014
	TOTAL	0.19	-0.98	0.00	0.0000	0.0000	0.0015
13	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.01	-0.69	0.00	0.0000	0.0000	0.0009
	TOTAL	0.01	-0.70	0.00	0.0000	0.0000	0.0009
14	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.00	0.05	0.00	0.0000	0.0000	0.0014
	TOTAL	0.00	0.05	0.00	0.0000	0.0000	0.0014
15	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.04	-0.41	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.04	-0.42	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
16	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.02	-0.64	0.00	0.0000	0.0000	-0.0013
	TOTAL	0.02	-0.65	0.00	0.0000	0.0000	-0.0013

17	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.07	-0.92	0.00	0.0000	0.0000	-0.0009
	TOTAL	-0.06	-0.93	0.00	0.0000	0.0000	-0.0009
18	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.13	-1.16	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
	TOTAL	-0.13	-1.17	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
19	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.15	-1.32	0.00	0.0000	0.0000	-0.0007
	TOTAL	-0.14	-1.34	0.00	0.0000	0.0000	-0.0007
20	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.15	-1.45	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
	TOTAL	-0.15	-1.47	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
23	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.13	-1.48	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
	TOTAL	0.13	-1.50	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
24	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.12	-1.35	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
	TOTAL	0.12	-1.37	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
25	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.11	-1.19	0.00	0.0000	0.0000	0.0008
	TOTAL	0.10	-1.20	0.00	0.0000	0.0000	0.0008
26	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.05	-0.95	0.00	0.0000	0.0000	0.0009
	TOTAL	0.05	-0.97	0.00	0.0000	0.0000	0.0009
27	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.05	-0.66	0.00	0.0000	0.0000	0.0014
	TOTAL	-0.05	-0.68	0.00	0.0000	0.0000	0.0014
28	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.06	-0.42	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.07	-0.43	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
29	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.02	-0.58	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	0.02	-0.59	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
30	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.03	-0.70	0.00	0.0000	0.0000	-0.0009
	TOTAL	0.03	-0.71	0.00	0.0000	0.0000	-0.0009
31	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.01	-0.94	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
	TOTAL	-0.01	-0.95	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
32	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.05	-1.16	0.00	0.0000	0.0000	-0.0007
	TOTAL	-0.05	-1.17	0.00	0.0000	0.0000	-0.0007
33	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.07	-1.33	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
	TOTAL	-0.07	-1.35	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
34	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000

	CARGA	-0.08	-1.45	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
	TOTAL	-0.07	-1.46	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
37	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.05	-1.48	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
	TOTAL	0.05	-1.49	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
38	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.05	-1.36	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
	TOTAL	0.05	-1.37	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
39	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.03	-1.19	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
	TOTAL	0.02	-1.20	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
40	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.02	-0.97	0.00	0.0000	0.0000	0.0009
	TOTAL	-0.02	-0.98	0.00	0.0000	0.0000	0.0009
41	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.05	-0.73	0.00	0.0000	0.0000	0.0010
	TOTAL	-0.06	-0.74	0.00	0.0000	0.0000	0.0010
42	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.04	-0.60	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	-0.05	-0.61	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
43	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.01	-0.68	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	0.02	-0.69	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
44	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.03	-0.77	0.00	0.0000	0.0000	-0.0007
	TOTAL	0.03	-0.79	0.00	0.0000	0.0000	-0.0007
45	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.02	-0.97	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
	TOTAL	0.02	-0.98	0.00	0.0000	0.0000	-0.0008
46	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.01	-1.17	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
	TOTAL	-0.00	-1.19	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
47	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.02	-1.34	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
	TOTAL	-0.02	-1.36	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
48	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.02	-1.45	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	-0.02	-1.47	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
51	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.00	-1.48	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	-0.01	-1.49	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
52	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.01	-1.37	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
	TOTAL	-0.01	-1.39	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
53	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.02	-1.20	0.00	0.0000	0.0000	0.0007

TOTAL	-0.02	-1.22	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
54 P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.04	-1.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0008
TOTAL	-0.05	-1.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0008
55 P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.06	-0.80	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
TOTAL	-0.06	-0.81	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
56 P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	-0.04	-0.70	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
TOTAL	-0.05	-0.71	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
57 P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	0.03	-0.74	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	0.03	-0.76	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
58 P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.04	-0.83	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
TOTAL	0.04	-0.85	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
59 P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.03	-1.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
TOTAL	0.04	-1.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
60 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.02	-1.20	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
TOTAL	0.02	-1.22	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
61 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.01	-1.37	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
TOTAL	0.01	-1.39	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
62 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.02	-1.46	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	0.02	-1.48	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
65 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.04	-1.49	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
TOTAL	-0.04	-1.51	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
66 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.04	-1.40	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
TOTAL	-0.04	-1.42	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
67 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.04	-1.23	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
TOTAL	-0.05	-1.25	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
68 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.06	-1.03	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
TOTAL	-0.06	-1.05	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
69 P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.06	-0.86	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
TOTAL	-0.07	-0.87	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
70 P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	-0.05	-0.77	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
TOTAL	-0.06	-0.78	0.00	0.0000	0.0000	0.0001

71	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.05	-0.78	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.06	-0.79	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
72	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.06	-0.88	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
	TOTAL	0.06	-0.89	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
73	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.05	-1.04	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
	TOTAL	0.06	-1.06	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
74	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.03	-1.24	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
	TOTAL	0.04	-1.26	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
75	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.02	-1.42	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
	TOTAL	0.03	-1.44	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
76	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.03	-1.50	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.03	-1.52	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
79	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.06	-1.53	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.06	-1.55	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
80	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.05	-1.45	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
	TOTAL	-0.05	-1.46	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
81	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.06	-1.27	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
	TOTAL	-0.06	-1.28	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
82	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.08	-1.07	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
	TOTAL	-0.08	-1.09	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
83	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.09	-0.90	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
	TOTAL	-0.09	-0.92	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
84	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.08	-0.80	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.08	-0.82	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
85	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.10	-0.79	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.10	-0.81	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
86	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.10	-0.90	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	0.10	-0.92	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
87	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.09	-1.07	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
	TOTAL	0.09	-1.09	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
88	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000

	CARGA	0.06	-1.28	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
	TOTAL	0.06	-1.29	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
89	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.02	-1.48	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
	TOTAL	0.02	-1.50	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
90	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.03	-1.58	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.03	-1.60	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
93	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.06	-1.61	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.06	-1.62	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
94	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.05	-1.50	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
	TOTAL	-0.05	-1.52	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
95	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.08	-1.30	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
	TOTAL	-0.09	-1.32	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
96	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.11	-1.10	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
	TOTAL	-0.12	-1.11	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
97	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.12	-0.93	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	-0.13	-0.94	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
98	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.12	-0.82	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.13	-0.83	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
99	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.16	-0.79	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.16	-0.81	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
100	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.16	-0.92	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	0.16	-0.93	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
101	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.14	-1.09	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	0.14	-1.11	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
102	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.10	-1.30	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
	TOTAL	0.11	-1.31	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
103	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.05	-1.53	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
	TOTAL	0.05	-1.55	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
104	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.02	-1.79	0.00	0.0000	0.0000	-0.0011
	TOTAL	-0.01	-1.80	0.00	0.0000	0.0000	-0.0011
105	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.06	-2.17	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003

TOTAL	-0.06	-2.19	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
106 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.03	-2.18	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
TOTAL	0.03	-2.20	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
107 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	-0.01	-1.81	0.00	0.0000	0.0000	0.0011
TOTAL	-0.01	-1.82	0.00	0.0000	0.0000	0.0011
108 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.08	-1.56	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
TOTAL	-0.08	-1.57	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
109 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.13	-1.32	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
TOTAL	-0.13	-1.34	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
110 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.17	-1.12	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
TOTAL	-0.17	-1.13	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
111 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	-0.18	-0.95	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
TOTAL	-0.19	-0.96	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
112 P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	-0.19	-0.82	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	-0.19	-0.83	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
113 P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	0.24	-0.78	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
TOTAL	0.25	-0.80	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
114 P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	0.24	-0.93	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.24	-0.94	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
115 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.22	-1.10	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
TOTAL	0.22	-1.12	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
116 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.18	-1.32	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
TOTAL	0.19	-1.33	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
117 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.13	-1.57	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
TOTAL	0.13	-1.59	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
118 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.09	-1.88	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
TOTAL	0.09	-1.90	0.00	0.0000	0.0000	-0.0006
119 P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	0.03	-2.18	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
TOTAL	0.03	-2.19	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
120 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.06	-2.18	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
TOTAL	-0.06	-2.20	0.00	0.0000	0.0000	0.0004

121	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.11	-1.90	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
	TOTAL	-0.11	-1.92	0.00	0.0000	0.0000	0.0006
122	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.16	-1.60	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
	TOTAL	-0.16	-1.62	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
123	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.21	-1.34	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
	TOTAL	-0.21	-1.36	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
124	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.24	-1.13	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	-0.25	-1.14	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
125	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.26	-0.95	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.27	-0.97	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
126	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.27	-0.81	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.27	-0.83	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
127	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.34	-0.78	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.34	-0.79	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
128	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.34	-0.93	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.34	-0.94	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
129	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.33	-1.10	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.33	-1.12	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
130	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.30	-1.33	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
	TOTAL	0.30	-1.35	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
131	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.26	-1.62	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	0.26	-1.64	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
132	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.19	-1.95	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
	TOTAL	0.19	-1.96	0.00	0.0000	0.0000	-0.0005
133	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.07	-2.21	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
	TOTAL	0.07	-2.23	0.00	0.0000	0.0000	-0.0003
134	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.08	-2.22	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
	TOTAL	-0.08	-2.23	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
135	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.21	-1.96	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
	TOTAL	-0.21	-1.98	0.00	0.0000	0.0000	0.0005
136	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000

	CARGA	-0.28	-1.64	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
	TOTAL	-0.28	-1.66	0.00	0.0000	0.0000	0.0003
137	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.32	-1.36	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	-0.33	-1.38	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
138	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.35	-1.13	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.35	-1.14	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
139	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.36	-0.95	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.37	-0.97	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
140	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	-0.36	-0.80	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.37	-0.82	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
141	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	0.44	-0.78	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.44	-0.79	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
142	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.44	-0.93	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.45	-0.94	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
143	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.46	-1.10	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
	TOTAL	0.46	-1.11	0.00	0.0000	0.0000	0.0001
144	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.46	-1.34	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	0.47	-1.36	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
145	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.44	-1.67	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
	TOTAL	0.44	-1.69	0.00	0.0000	0.0000	-0.0002
146	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.35	-2.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0007
	TOTAL	0.35	-2.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0007
147	P_PROP	0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	CARGA	0.14	-2.25	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
	TOTAL	0.14	-2.27	0.00	0.0000	0.0000	-0.0004
148	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.15	-2.26	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
	TOTAL	-0.15	-2.28	0.00	0.0000	0.0000	0.0004
149	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.36	-2.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
	TOTAL	-0.37	-2.03	0.00	0.0000	0.0000	0.0007
150	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.46	-1.69	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
	TOTAL	-0.46	-1.71	0.00	0.0000	0.0000	0.0002
151	P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	CARGA	-0.48	-1.37	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001

TOTAL	-0.49	-1.39	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
152 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.48	-1.12	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
TOTAL	-0.48	-1.14	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
153 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	-0.47	-0.95	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
TOTAL	-0.47	-0.97	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
154 P_PROP	-0.00	-0.02	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
CARGA	-0.46	-0.80	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
TOTAL	-0.47	-0.82	0.00	0.0000	0.0000	-0.0001
155 P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
156 P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
CARGA	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0014
TOTAL	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0014

===== STATISTICAL DATA =====

Own weight of structure = 0.84 kN

No. of real numbers in Stiffness matrix = 51870 (518700 bytes)

Time used to analyse = 0: 0:0.571 seconds

Total number of : Nodes = 142

Beam Elements = 4

Shell Elements = 109

Supports = 2

Section properties = 1

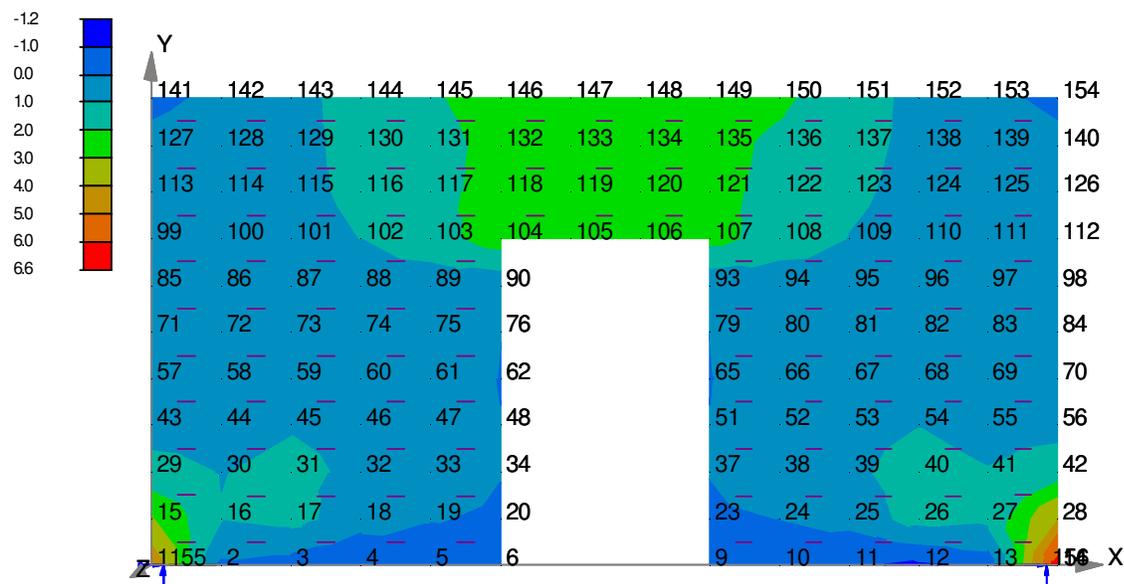
Load cases = 2

Load combinations = 1

===== END OF OUTPUT =====

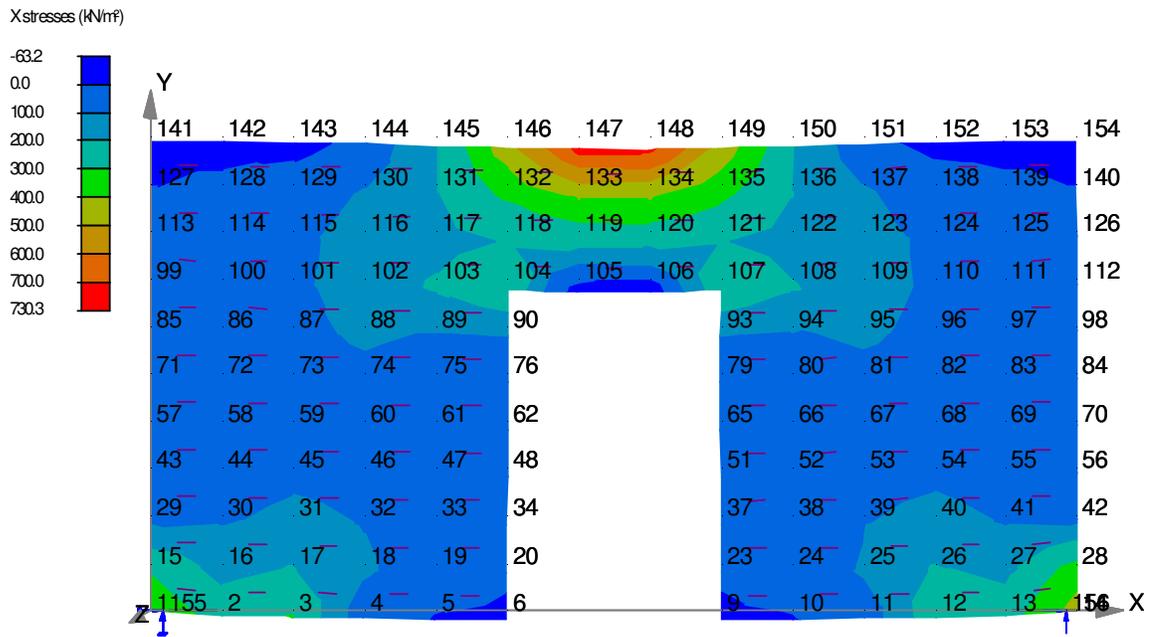
In-plane Stresses for Load Case P_PROP :X stresses (kN/m²)

Xstresses (kN/m²)

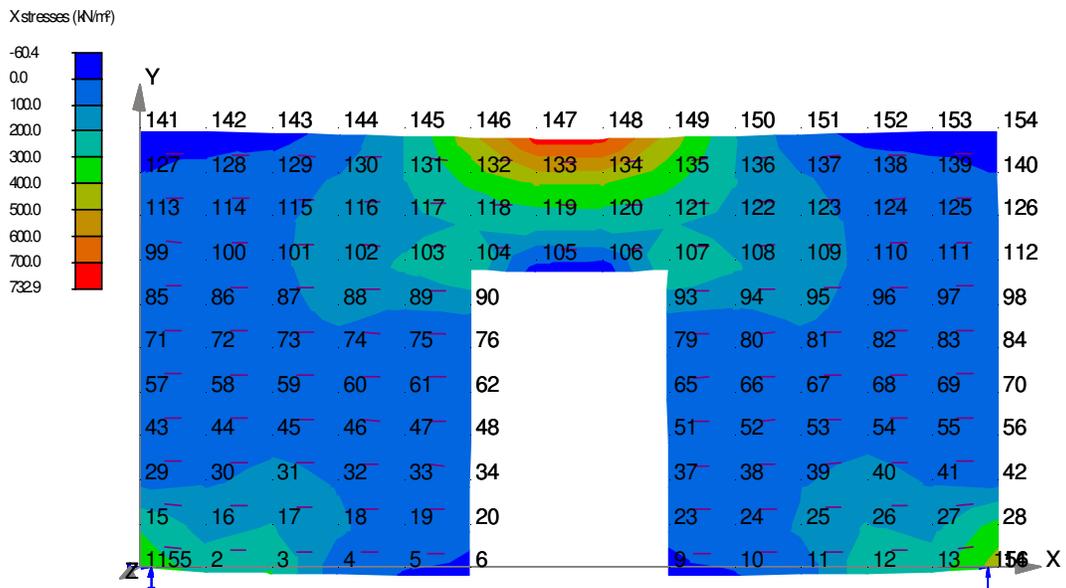


388

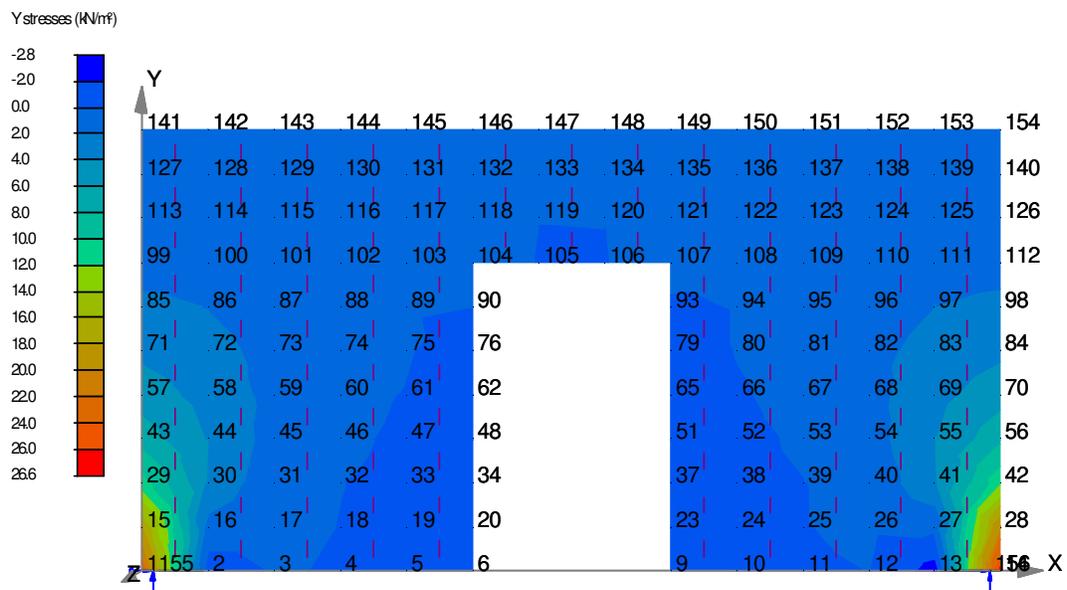
In-plane Stresses for Load Case CARGA :X stresses (kN/m²)



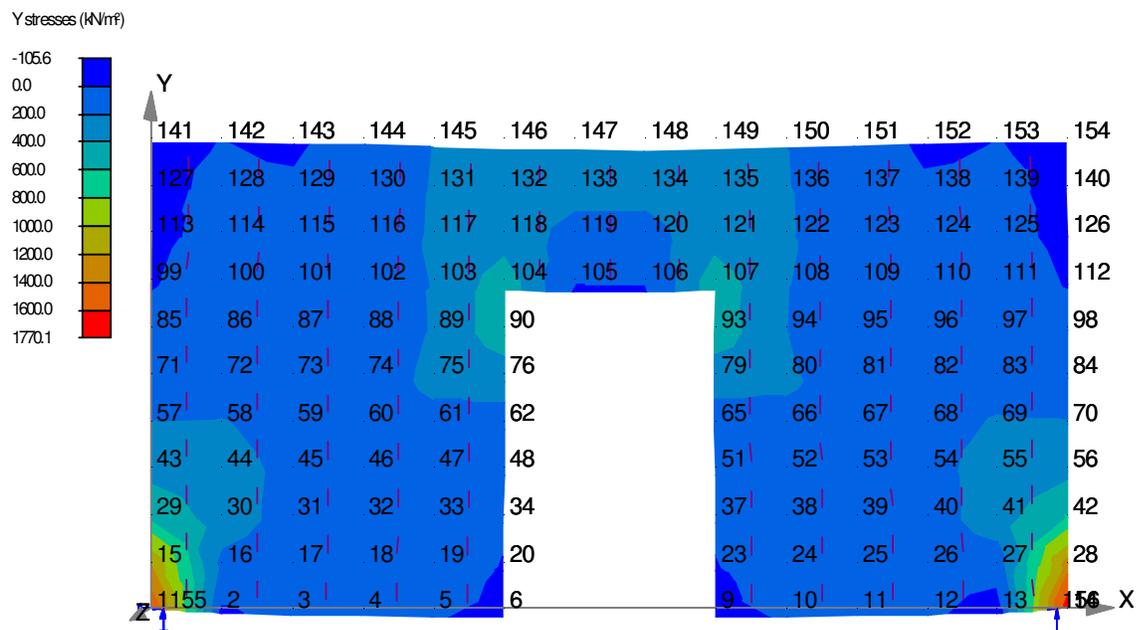
In-plane Stresses for Load Combination TOTAL :X stresses (kN/m²)



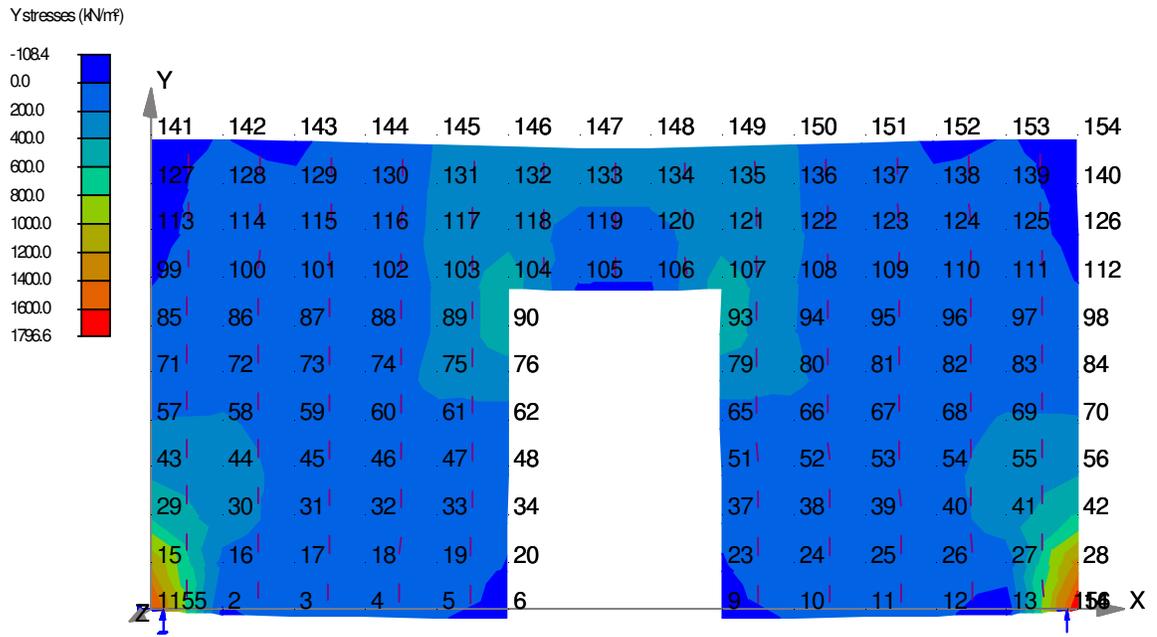
In-plane Stresses for Load Case P_PROP :Y stresses (kN/m²)



In-plane Stresses for Load Case CARGA :Y stresses (kN/m²)



In-plane Stresses for Load Combination TOTAL :Y stresses (kN/m²)



Anexo 5 - Listagem da análise numérica do modelo de simulação do pano de parede de alvenaria tipo “PD15MO1” constituinte da parede dupla, analisada pelo EC6 [2]

Space Frame Analysis Ver W2.0.11 - 12 Jan 2004

Input file:C:\MESTRADO\TESE\FINAL\PROKON\2005.02.01\PD15MO1_WIN\PD15MO1_W.A03

Created : 09-02-2005 0:16:00

Space Frame Analysis - Ver W2.0.11 - 12 Jan 2004

Created: 09-02-2005 0:17:20

TITLE : SIMULAÇÃO NUMERICA DO PANO TIPO "PD15MO1" SOB O EFEITO DO VENTO

Units: Distance: m Force: kN

Analysis type: Linear

INPUT DATA

Nodes

Node number	X (m)	Y (m)	Z (m)	No. of	Node Inc	X-inc or X-end	Y-inc or Y-end	Z-inc or Z-end	Use end (Y) or inc [N]
1	0	0		13	1	.3	0		
15	0	.2		13	1	.3	0		
29	0	.4		13	1	.3	0		
43	0	.6		13	1	.3	0		
57	0	.8		13	1	.3	0		
71	0	1		13	1	.3	0		
85	0	1.2		13	1	.3	0		
99	0	1.4		13	1	.3	0		
113	0	1.6		13	1	.3	0		
127	0	1.8		13	1	.3	0		
141	0	2		13	1	.3	0		

Shell Elements

Node 1	Node 2	Node 3	Node 4	Number of extra	Node no inc.	t (m)	Material
1	2	16	15	12	1	.15	ALVENARIA
15	16	30	29	12	1	.15	
29	30	44	43	12	1	.15	
43	44	58	57	12	1	.15	
57	58	72	71	12	1	.15	
71	72	86	85	12	1	.15	
85	86	100	99	12	1	.15	
99	100	114	113	12	1	.15	
113	114	128	127	12	1	.15	
127	128	142	141	12	1	.15	

Supports

'XYZ' = transl. fixity 'xyz' = rot. fixity 'P' = Presc. displ.(m) or (rad) 'S' = Spring const.(kN/m) or (kNm/rad)										
Node no.	Fixity XYZxyz	[P] /S	X	Y	Z	x	y	z	Number of extra	Node no inc.
1	XYZ								13	1
15	Z								9	14
28	Z								9	14

Materials

	Material	E (kPa)	Poisson's Ratio	Density (kN/m ³)	Thermal Exp. Co.	Stress-Strain Curve
1	Steel:300W	206.0E6	.300	77.0000	11.70E-6	
2	Steel:Stainless	210.0E6	.300	77.0000	17.80E-6	
3	Concrete:25 MPa	25.00E6	.200	25.0000	10.00E-6	
4	Concrete:30 MPa	26.00E6	.200	25.0000	10.00E-6	
5	Concrete:40 MPa	28.00E6	.200	25.0000	10.00E-6	
	ALVENARIA	0.8E6	.2	1.0256	10E-6	

Shell Loads

Load case	Shell numbers (as shown) e.g. 1,2,4-12,18,22	Direction XYZ or L	Udl (kN/m ²)	dTemp °C	Number of extra	Shell no. inc.
WIN	1-130	L	-.35			

Load Case Descriptions

Load Case	Description

Load Combinations

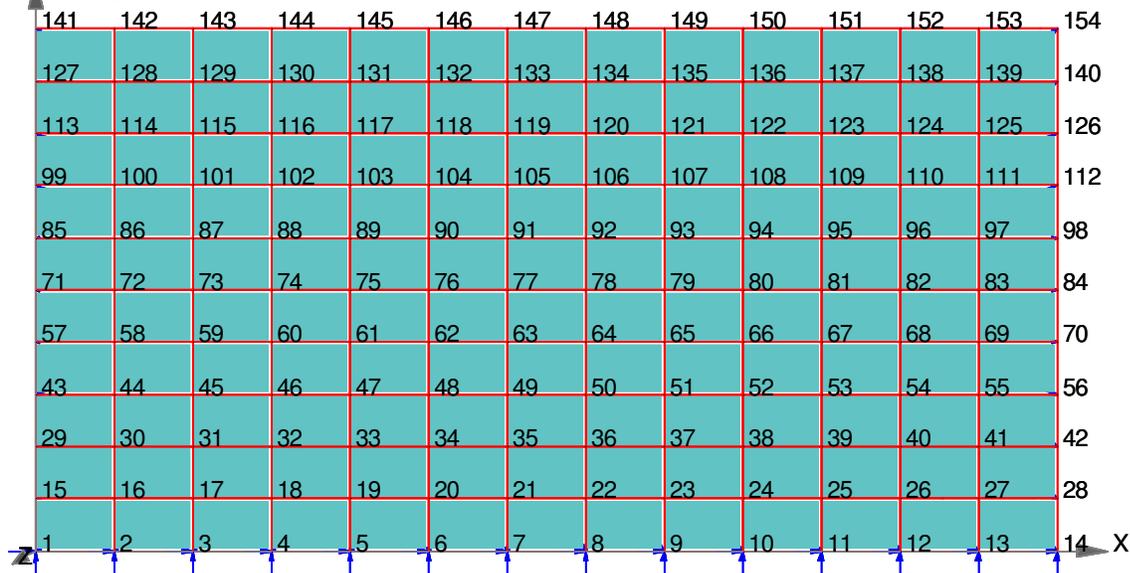
Load Combination	Load Case	ULS factor	SLS factor
TOTAL	P_PROP	1	1
	WIN	1.5	1

Self weight to be added to:P_PROP

Deflections for Load Case P_PROP

Maximum Deflections for Load Case P_PROP:

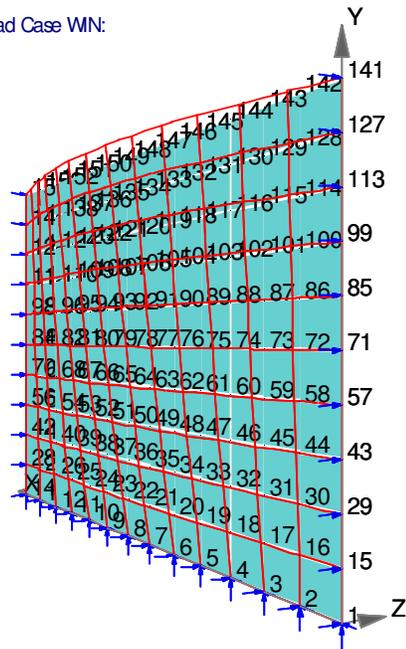
X :0.00 mm at node 70
Y :-4.00 mm at node 141



Deflections for Load Case WIN

Maximum Deflections for Load Case WIN:

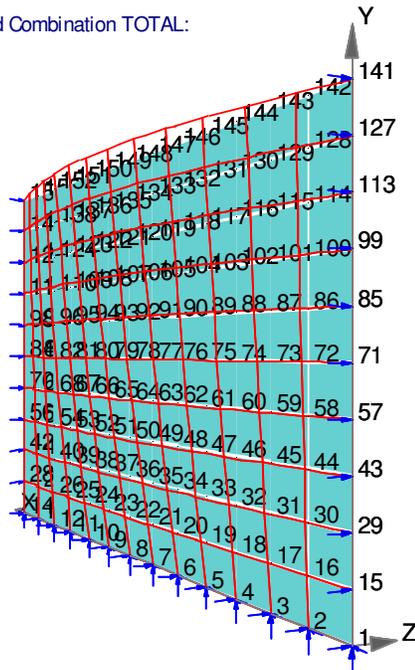
Z :-2.33 mm at node 147



Deflections for Load Case TOTAL

Maximum Deflections for Load Combination TOTAL:

X :0.00 mm at node 70
 Y :-0.00 mm at node 141
 Z :-2.33 mm at node 147



===== OUTPUT: LINEAR ANALYSIS =====
 ===== NODAL POINT DISPLACEMENTS at SLS =====

Node	Lcase	X-disp.	Y-disp.	Z-disp.	X-rot.	Y-rot.	Z-rot.
		mm	mm	mm	rad.	rad.	rad.
1	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0001	-0.0000
2	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0003	0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0003	0.0001	-0.0000
3	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0007	0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0007	0.0001	-0.0000
4	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0010	0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0010	0.0001	-0.0000
5	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0012	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0012	0.0000	-0.0000
6	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0013	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0013	0.0000	-0.0000
7	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0014	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0014	0.0000	0.0000
8	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0014	-0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0014	-0.0000	0.0000
9	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0013	-0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0013	-0.0000	0.0000
10	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0012	-0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0012	-0.0000	0.0000
11	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0010	-0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0010	-0.0001	0.0000
12	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0007	-0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0007	-0.0001	0.0000
13	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0003	-0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0003	-0.0001	0.0000
14	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0001	0.0000

TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0001	0.0000
15 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0002	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0002	-0.0000
16 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.07	-0.0003	0.0002	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.07	-0.0003	0.0002	-0.0000
17 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.14	-0.0007	0.0002	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.14	-0.0007	0.0002	-0.0000
18 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.19	-0.0009	0.0001	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.19	-0.0009	0.0001	-0.0000
19 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.24	-0.0012	0.0001	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.24	-0.0012	0.0001	-0.0000
20 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.27	-0.0013	0.0001	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.27	-0.0013	0.0001	-0.0000
21 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.28	-0.0014	0.0000	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.28	-0.0014	0.0000	0.0000
22 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.28	-0.0014	-0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.28	-0.0014	-0.0000	0.0000
23 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.27	-0.0013	-0.0001	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.27	-0.0013	-0.0001	0.0000
24 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.24	-0.0012	-0.0001	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.24	-0.0012	-0.0001	0.0000
25 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.19	-0.0009	-0.0001	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.19	-0.0009	-0.0001	0.0000
26 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.14	-0.0007	-0.0002	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.14	-0.0007	-0.0002	0.0000
27 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.07	-0.0003	-0.0002	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.07	-0.0003	-0.0002	0.0000
28 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0002	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0002	0.0000
29 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0005	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0005	-0.0000

30	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.14	-0.0003	0.0005	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.14	-0.0003	0.0005	-0.0000
31	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.27	-0.0007	0.0004	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.27	-0.0007	0.0004	-0.0000
32	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.38	-0.0009	0.0003	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.38	-0.0009	0.0003	-0.0000
33	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.47	-0.0011	0.0002	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.47	-0.0011	0.0002	-0.0000
34	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.52	-0.0013	0.0001	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.52	-0.0013	0.0001	-0.0000
35	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.55	-0.0013	0.0001	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.55	-0.0013	0.0001	0.0000
36	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.55	-0.0013	-0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.55	-0.0013	-0.0001	0.0000
37	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.52	-0.0013	-0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.52	-0.0013	-0.0001	0.0000
38	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.47	-0.0011	-0.0002	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.47	-0.0011	-0.0002	0.0000
39	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.38	-0.0009	-0.0003	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.38	-0.0009	-0.0003	0.0000
40	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.27	-0.0007	-0.0004	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.27	-0.0007	-0.0004	0.0000
41	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.14	-0.0003	-0.0005	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.14	-0.0003	-0.0005	0.0000
42	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0005	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0005	0.0000
43	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0007	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0007	0.0000
44	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.21	-0.0003	0.0007	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.21	-0.0003	0.0007	-0.0000
45	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000

	WIN	0.00	0.00	-0.40	-0.0006	0.0006	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.40	-0.0006	0.0006	-0.0000
46	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.56	-0.0009	0.0005	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.56	-0.0009	0.0005	-0.0000
47	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.69	-0.0011	0.0004	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.69	-0.0011	0.0004	-0.0000
48	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.77	-0.0012	0.0002	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.77	-0.0012	0.0002	0.0000
49	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.82	-0.0013	0.0001	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.82	-0.0013	0.0001	0.0000
50	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.82	-0.0013	-0.0001	0.0000
51	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.77	-0.0012	-0.0002	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.77	-0.0012	-0.0002	0.0000
52	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.69	-0.0011	-0.0004	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.69	-0.0011	-0.0004	0.0000
53	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.56	-0.0009	-0.0005	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.56	-0.0009	-0.0005	0.0000
54	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.40	-0.0006	-0.0006	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.40	-0.0006	-0.0006	0.0000
55	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.21	-0.0003	-0.0007	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.21	-0.0003	-0.0007	0.0000
56	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0007	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0007	0.0000
57	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0009	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0009	0.0000
58	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.27	-0.0003	0.0009	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.27	-0.0003	0.0009	0.0000
59	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.52	-0.0006	0.0008	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.52	-0.0006	0.0008	0.0000
60	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.73	-0.0008	0.0006	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.73	-0.0008	0.0006	0.0000

61	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.89	-0.0010	0.0005	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.89	-0.0010	0.0005	0.0000
62	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.01	-0.0011	0.0003	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.01	-0.0011	0.0003	0.0000
63	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.06	-0.0012	0.0001	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.06	-0.0012	0.0001	0.0000
64	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.06	-0.0012	-0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.06	-0.0012	-0.0001	0.0000
65	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.01	-0.0011	-0.0003	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.01	-0.0011	-0.0003	0.0000
66	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.89	-0.0010	-0.0005	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.89	-0.0010	-0.0005	0.0000
67	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.73	-0.0008	-0.0006	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.73	-0.0008	-0.0006	0.0000
68	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.52	-0.0006	-0.0008	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.52	-0.0006	-0.0008	0.0000
69	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.27	-0.0003	-0.0009	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.27	-0.0003	-0.0009	-0.0000
70	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0009	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0009	-0.0000
71	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0011	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0011	0.0000
72	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.33	-0.0003	0.0011	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.33	-0.0003	0.0011	0.0000
73	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.63	-0.0006	0.0009	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.63	-0.0006	0.0009	0.0000
74	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.89	-0.0008	0.0008	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.89	-0.0008	0.0008	0.0000
75	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.09	-0.0009	0.0006	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.09	-0.0009	0.0006	0.0000
76	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000

	WIN	0.00	0.00	-1.23	-0.0011	0.0003	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.23	-0.0011	0.0003	0.0000
77	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.30	-0.0011	0.0001	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.30	-0.0011	0.0001	0.0000
78	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.30	-0.0011	-0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.30	-0.0011	-0.0001	0.0000
79	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.23	-0.0011	-0.0003	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.23	-0.0011	-0.0003	0.0000
80	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.09	-0.0009	-0.0006	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.09	-0.0009	-0.0006	0.0000
81	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.89	-0.0008	-0.0008	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.89	-0.0008	-0.0008	-0.0000
82	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.63	-0.0006	-0.0009	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.63	-0.0006	-0.0009	-0.0000
83	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.33	-0.0003	-0.0011	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.33	-0.0003	-0.0011	-0.0000
84	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0011	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0011	-0.0000
85	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0013	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0013	0.0000
86	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.38	-0.0002	0.0012	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.38	-0.0002	0.0012	0.0000
87	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.74	-0.0005	0.0011	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.74	-0.0005	0.0011	0.0000
88	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.04	-0.0007	0.0009	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.04	-0.0007	0.0009	0.0000
89	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.27	-0.0009	0.0007	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.27	-0.0009	0.0007	0.0000
90	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.44	-0.0010	0.0004	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.44	-0.0010	0.0004	0.0000
91	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.52	-0.0011	0.0001	0.0000

TOTAL	-0.00	-0.00	-1.52	-0.0011	0.0001	0.0000
92 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.52	-0.0011	-0.0001	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.52	-0.0011	-0.0001	0.0000
93 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.44	-0.0010	-0.0004	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.44	-0.0010	-0.0004	0.0000
94 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.27	-0.0009	-0.0007	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.27	-0.0009	-0.0007	-0.0000
95 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.04	-0.0007	-0.0009	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.04	-0.0007	-0.0009	-0.0000
96 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.74	-0.0005	-0.0011	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.74	-0.0005	-0.0011	-0.0000
97 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.38	-0.0002	-0.0012	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.38	-0.0002	-0.0012	-0.0000
98 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0013	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0013	-0.0000
99 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	0.0015	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0000	0.0015	0.0000
100 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.43	-0.0002	0.0014	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.43	-0.0002	0.0014	0.0000
101 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.83	-0.0005	0.0013	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.83	-0.0005	0.0013	0.0000
102 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.18	-0.0007	0.0010	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.18	-0.0007	0.0010	0.0000
103 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.45	-0.0009	0.0008	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.45	-0.0009	0.0008	0.0000
104 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.63	-0.0010	0.0005	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.63	-0.0010	0.0005	0.0000
105 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.73	-0.0010	0.0002	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.73	-0.0010	0.0002	0.0000
106 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.73	-0.0010	-0.0002	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.73	-0.0010	-0.0002	0.0000

107	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.63	-0.0010	-0.0005	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.63	-0.0010	-0.0005	-0.0000
108	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.45	-0.0009	-0.0008	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.45	-0.0009	-0.0008	-0.0000
109	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.18	-0.0007	-0.0010	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.18	-0.0007	-0.0010	-0.0000
110	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.83	-0.0005	-0.0013	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.83	-0.0005	-0.0013	-0.0000
111	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.43	-0.0002	-0.0014	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.43	-0.0002	-0.0014	-0.0000
112	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	-0.0015	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0000	-0.0015	-0.0000
113	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	0.0016	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0000	0.0016	0.0000
114	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.48	-0.0002	0.0016	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.48	-0.0002	0.0016	0.0000
115	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.93	-0.0005	0.0014	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.93	-0.0005	0.0014	0.0000
116	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.31	-0.0007	0.0011	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.31	-0.0007	0.0011	0.0000
117	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.62	-0.0008	0.0008	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.62	-0.0008	0.0008	0.0000
118	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.82	-0.0009	0.0005	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.82	-0.0009	0.0005	0.0000
119	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.93	-0.0010	0.0002	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.93	-0.0010	0.0002	0.0000
120	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.93	-0.0010	-0.0002	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.93	-0.0010	-0.0002	0.0000
121	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.82	-0.0009	-0.0005	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.82	-0.0009	-0.0005	-0.0000
122	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000

WIN	0.00	0.00	-1.62	-0.0008	-0.0008	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.62	-0.0008	-0.0008	-0.0000
123 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.31	-0.0007	-0.0011	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.31	-0.0007	-0.0011	-0.0000
124 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.93	-0.0005	-0.0014	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.93	-0.0005	-0.0014	-0.0000
125 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.48	-0.0002	-0.0016	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.48	-0.0002	-0.0016	-0.0000
126 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	-0.0016	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0000	-0.0016	-0.0000
127 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	0.0018	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0000	0.0018	0.0000
128 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.53	-0.0002	0.0017	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.53	-0.0002	0.0017	0.0000
129 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.03	-0.0005	0.0016	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.03	-0.0005	0.0016	0.0000
130 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.45	-0.0007	0.0013	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.45	-0.0007	0.0013	0.0000
131 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.78	-0.0008	0.0010	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.78	-0.0008	0.0010	0.0000
132 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.01	-0.0009	0.0006	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-2.01	-0.0009	0.0006	0.0000
133 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.13	-0.0010	0.0002	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-2.13	-0.0010	0.0002	0.0000
134 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.13	-0.0010	-0.0002	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-2.13	-0.0010	-0.0002	0.0000
135 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.01	-0.0009	-0.0006	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-2.01	-0.0009	-0.0006	-0.0000
136 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.78	-0.0008	-0.0010	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.78	-0.0008	-0.0010	-0.0000
137 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.45	-0.0007	-0.0013	0.0000

TOTAL	0.00	-0.00	-1.45	-0.0007	-0.0013	-0.0000
138 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.03	-0.0005	-0.0016	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.03	-0.0005	-0.0016	-0.0000
139 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.53	-0.0002	-0.0017	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.53	-0.0002	-0.0017	-0.0000
140 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	-0.0018	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0000	-0.0018	-0.0000
141 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	0.0019	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0000	0.0019	0.0000
142 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.59	-0.0002	0.0018	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.59	-0.0002	0.0018	0.0000
143 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.12	-0.0005	0.0016	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.12	-0.0005	0.0016	0.0000
144 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.59	-0.0007	0.0013	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.59	-0.0007	0.0013	0.0000
145 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.95	-0.0009	0.0010	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.95	-0.0009	0.0010	0.0000
146 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.20	-0.0010	0.0006	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-2.20	-0.0010	0.0006	0.0000
147 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.33	-0.0010	0.0002	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-2.33	-0.0010	0.0002	0.0000
148 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.33	-0.0010	-0.0002	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-2.33	-0.0010	-0.0002	0.0000
149 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.20	-0.0010	-0.0006	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-2.20	-0.0010	-0.0006	-0.0000
150 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.95	-0.0009	-0.0010	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.95	-0.0009	-0.0010	-0.0000
151 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.59	-0.0007	-0.0013	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.59	-0.0007	-0.0013	-0.0000
152 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.12	-0.0005	-0.0016	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.12	-0.0005	-0.0016	-0.0000

153	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.59	-0.0002	-0.0018	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.59	-0.0002	-0.0018	-0.0000
154	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	-0.0019	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0000	-0.0019	-0.0000

===== STATISTICAL DATA =====

Own weight of structure = 1.20 kN

No. of real numbers in Stiffness matrix = 82974 (829740 bytes)

Time used to analyse = 0: 0:0.831 seconds

Total number of : Nodes = 154

Beam Elements = 0

Shell Elements = 130

Supports = 34

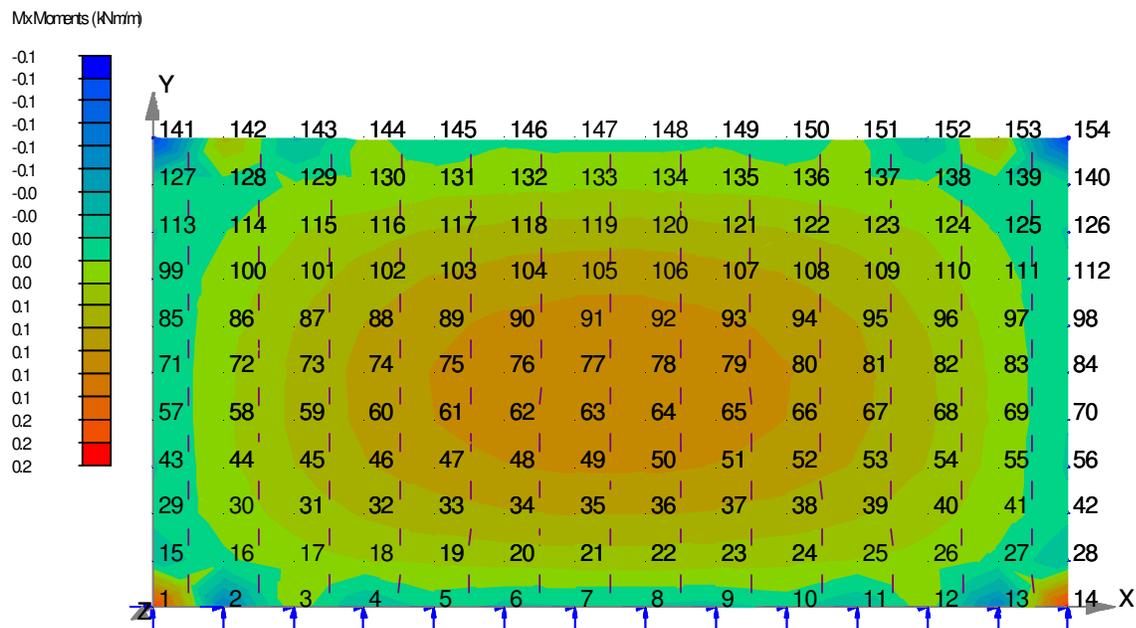
Section properties = 0

Load cases = 2

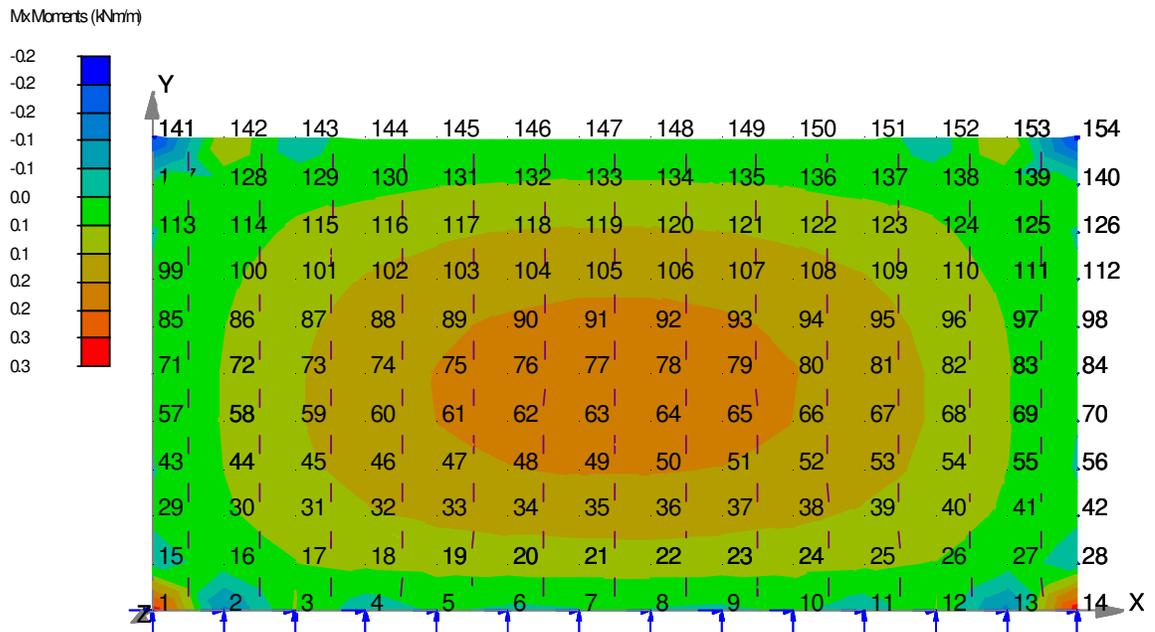
Load combinations = 1

===== END OF OUTPUT =====

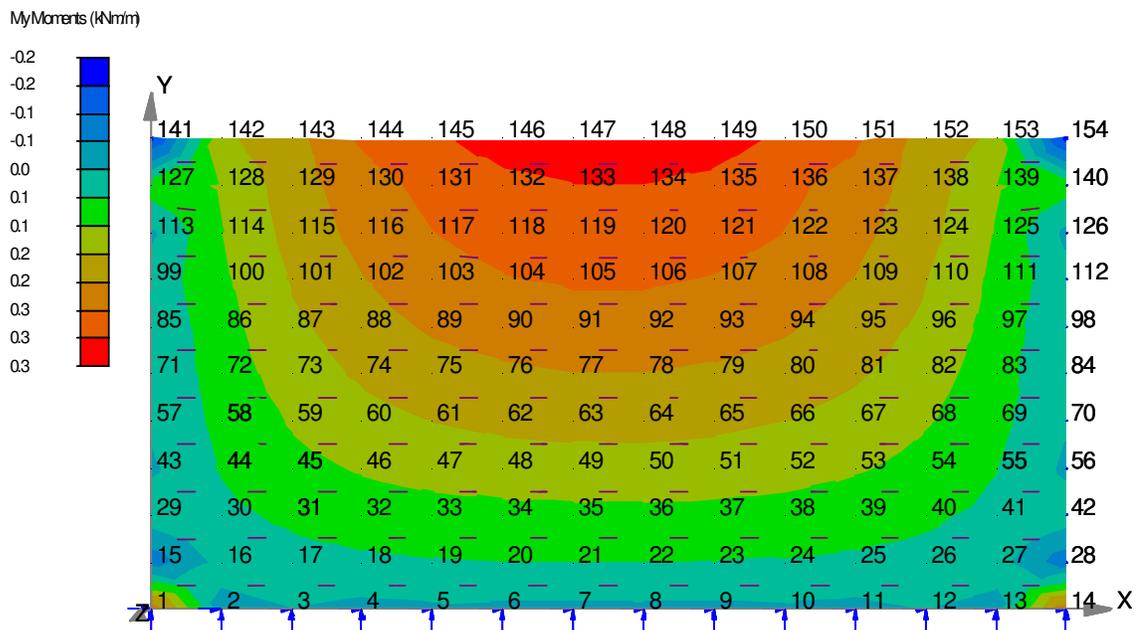
Bending Moments for Load Case WIN :Mx Moments (kNm/m)



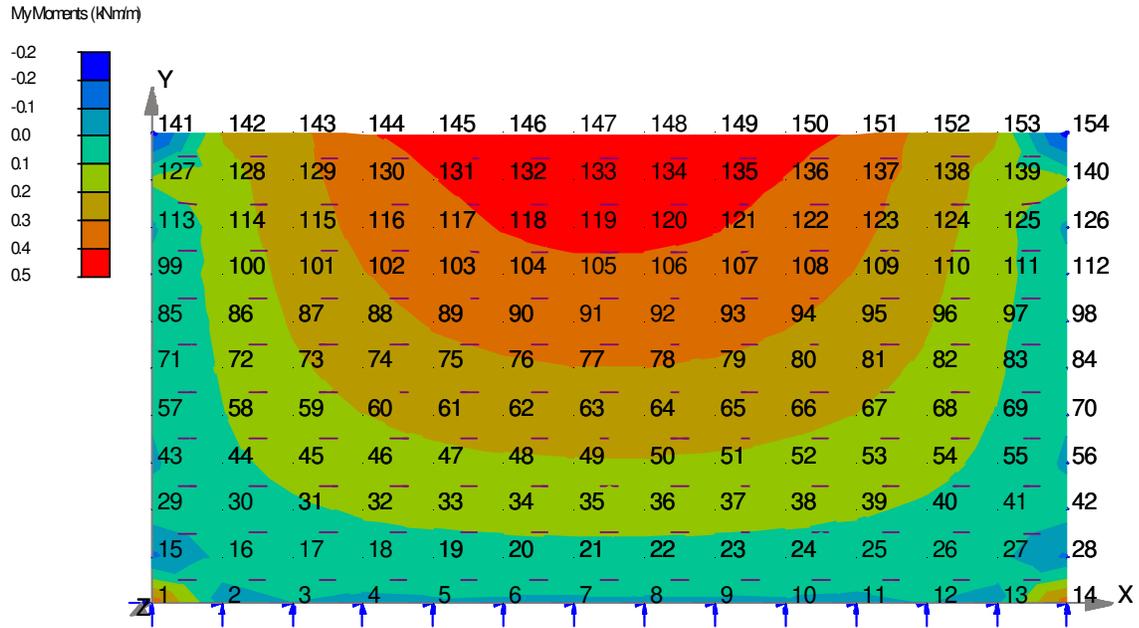
Bending Moments for Load Combination TOTAL :Mx Moments (kNm/m)



Bending Moments for Load Case WIN :My Moments (kNm/m)



Bending Moments for Load Combination TOTAL :My Moments (kNm/m)



Anexo 6 - Listagem da análise numérica do modelo de simulação do pano de parede de alvenaria tipo “PD15MO1” constituinte da parede dupla, com abertura tipo “Janela”

Space Frame Analysis Ver W2.0.11 - 12 Jan 2004

Input file:C:\MESTRADO\TESE\FINAL\PROKON\2005.02.05\PD15MO1_WIN\PD15MO1_WABJ1.A03

Created : 11-02-2005 16:45:27

Space Frame Analysis - Ver W2.0.11 - 12 Jan 2004

Created: 11-02-2005 17:01:01

TITLE : SIMULAÇÃO NUMERICA DO PANO TIPO "PD15MO1" SOB O EFEITO DO VENTO - ABERTU

Units: Distance:m Force:kN

Analysis type:Linear

INPUT DATA

Nodes

Node number	X (m)	Y (m)	Z (m)	No. of	Node Inc	X-inc or X-end	Y-inc or Y-end	Z-inc or Z-end	Use end (Y) or inc [N]
1	0	0		13	1	.3	0		
15	0	.2		13	1	.3	0		
29	0	.4		13	1	.3	0		
43	0	.6		13	1	.3	0		
57	0	.8		13	1	.3	0		
71	0	1		13	1	.3	0		
85	0	1.2		13	1	.3	0		
99	0	1.4		13	1	.3	0		
113	0	1.6		13	1	.3	0		
127	0	1.8		13	1	.3	0		
141	0	2		13	1	.3	0		
90									Delete
91									Delete
92									Delete
93									Delete
79									Delete
78									Delete
77									Delete
76									Delete

Shell Elements

Node 1	Node 2	Node 3	Node 4	Number of extra	Node no inc.	t (m)	Material
1	2	16	15	12	1	.15	ALVENARIA
15	16	30	29	12	1	.15	
29	30	44	43	12	1	.15	
43	44	58	57	12	1	.15	
57	58	72	71	12	1	.15	
71	72	86	85	12	1	.15	
85	86	100	99	12	1	.15	
99	100	114	113	12	1	.15	
113	114	128	127	12	1	.15	
127	128	142	141	12	1	.15	
89	90	104	103				delete
93	94	108	107				delete
61	62	76	75				delete

Node 1	Node 2	Node 3	Node 4	Number of extra	Node no inc.	t (m)	Material
75	76	90	89				delete
90	91	105	104				delete
91	92	106	105				delete
92	93	107	106				delete
78	79	93	92				delete
77	78	92	91				delete
76	77	91	90				delete
62	63	77	76				delete
63	64	78	77				delete
64	65	79	78				delete
65	66	80	79				delete
79	80	94	93				delete

Materials

	Material	E (kPa)	Poisson's Ratio	Density (kN/m ³)	Thermal Exp. Co.	Stress-Strain Curve
1	Steel:300W	206.0E6	.300	77.0000	11.70E-6	
2	Steel:Stainless	210.0E6	.300	77.0000	17.80E-6	
3	Concrete:25 MPa	25.00E6	.200	25.0000	10.00E-6	
4	Concrete:30 MPa	26.00E6	.200	25.0000	10.00E-6	
5	Concrete:40 MPa	28.00E6	.200	25.0000	10.00E-6	
	ALVENARIA	0.8E6	.2	1.0256	10E-6	

Nodal Loads

Load case	Node number	Px (kN)	Py (kN)	Pz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)	Number of extra	Node no inc.
WIN	103			-.02				1	5
P_PROP									
WIN	61			-.02				1	5
	75			-.02					
	89			-.02					
	80			-.02					
	94			-.02					

Shell Loads

Load case	Shell numbers (as shown) e.g. 1,2,4-12,18,22	Direction XYZ or L	Udl (kN/m ²)	dTemp °C	Number of extra	Shell no. inc.
WIN	1-115	L	-.35			

Load Case Descriptions

Load Case	Description

Load Combinations

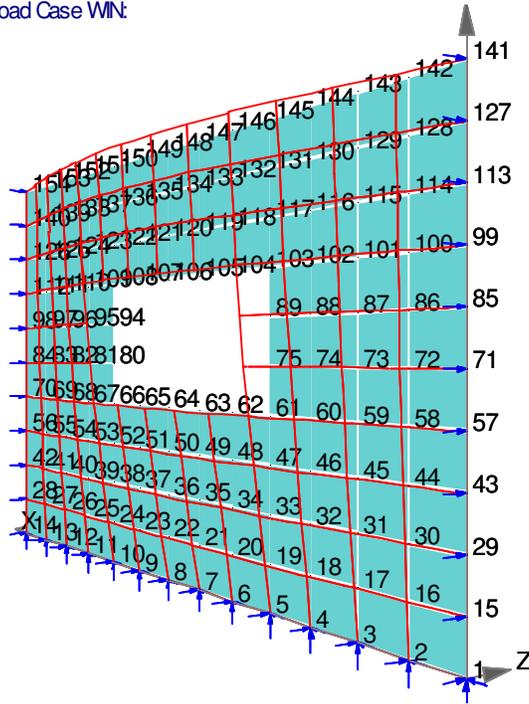
Load Combination	Load Case	ULS factor	SLS factor
TOTAL	P_PROP	1	1
	WIN	1.5	1

Self weight to be added to:P_PROP

Deflections for Load Case WIN

Maximum Deflections for Load Case WIN:

Z :-2.37 mm at node 147



===== OUTPUT: LINEAR ANALYSIS =====
 ===== NODAL POINT DISPLACEMENTS at SLS =====

Node	Lcase	X-disp.	Y-disp.	Z-disp.	X-rot.	Y-rot.	Z-rot.
		mm	mm	mm	rad.	rad.	rad.
1	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0001	0.0000
	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0001	-0.0000
2	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0004	0.0001	0.0000
	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0004	0.0001	-0.0000
3	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0008	0.0001	0.0000
	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0008	0.0001	-0.0000
4	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0011	0.0001	0.0000
	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0011	0.0001	0.0000
5	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0013	0.0000	0.0000
	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0013	0.0000	0.0000
6	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0015	0.0000	0.0000
	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0015	0.0000	0.0000

7	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0015	0.0000	0.0000
	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0015	0.0000	0.0000
8	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0015	-0.0000	0.0000
	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0015	-0.0000	-0.0000
9	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0015	-0.0000	0.0000
	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0015	-0.0000	-0.0000
10	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0013	-0.0000	0.0000
	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0013	-0.0000	-0.0000
11	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0011	-0.0001	0.0000
	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0011	-0.0001	0.0000
12	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0008	-0.0001	0.0000
	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0008	-0.0001	0.0000
13	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0004	-0.0001	0.0000
	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0004	-0.0001	0.0000
14	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0001	0.0000
	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0001	0.0000
15	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0002	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0002	-0.0000
16	WIN	0.00	0.00	-0.08	-0.0004	0.0002	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.08	-0.0004	0.0002	-0.0000
17	WIN	0.00	0.00	-0.15	-0.0008	0.0002	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.15	-0.0008	0.0002	-0.0000
18	WIN	0.00	0.00	-0.22	-0.0011	0.0002	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.22	-0.0011	0.0002	-0.0000
19	WIN	0.00	0.00	-0.26	-0.0013	0.0001	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.26	-0.0013	0.0001	0.0000
20	WIN	0.00	0.00	-0.29	-0.0015	0.0001	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.29	-0.0015	0.0001	0.0000
21	WIN	0.00	0.00	-0.31	-0.0015	0.0000	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.31	-0.0015	0.0000	0.0000
22	WIN	0.00	0.00	-0.31	-0.0015	-0.0000	0.0000

	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.31	-0.0015	-0.0000	0.0000
23	WIN	0.00	0.00	-0.29	-0.0015	-0.0001	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.29	-0.0015	-0.0001	-0.0000
24	WIN	0.00	0.00	-0.26	-0.0013	-0.0001	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.26	-0.0013	-0.0001	0.0000
25	WIN	0.00	0.00	-0.22	-0.0011	-0.0002	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.22	-0.0011	-0.0002	0.0000
26	WIN	0.00	0.00	-0.15	-0.0008	-0.0002	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.15	-0.0008	-0.0002	0.0000
27	WIN	0.00	0.00	-0.08	-0.0004	-0.0002	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.08	-0.0004	-0.0002	0.0000
28	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0002	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0002	0.0000
29	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0005	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0005	-0.0000
30	WIN	0.00	0.00	-0.15	-0.0003	0.0005	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.15	-0.0003	0.0005	-0.0000
31	WIN	0.00	0.00	-0.30	-0.0007	0.0005	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.30	-0.0007	0.0005	-0.0000
32	WIN	0.00	0.00	-0.43	-0.0010	0.0004	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.43	-0.0010	0.0004	-0.0000
33	WIN	0.00	0.00	-0.52	-0.0013	0.0003	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.52	-0.0013	0.0003	0.0000
34	WIN	0.00	0.00	-0.58	-0.0014	0.0001	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.58	-0.0014	0.0001	0.0000
35	WIN	0.00	0.00	-0.61	-0.0015	0.0000	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.61	-0.0015	0.0000	0.0000
36	WIN	0.00	0.00	-0.61	-0.0015	-0.0000	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.61	-0.0015	-0.0000	0.0000
37	WIN	0.00	0.00	-0.58	-0.0014	-0.0001	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000

TOTAL	-0.00	-0.00	-0.58	-0.0014	-0.0001	0.0000
38 WIN	0.00	0.00	-0.52	-0.0013	-0.0003	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.52	-0.0013	-0.0003	0.0000
39 WIN	0.00	0.00	-0.43	-0.0010	-0.0004	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.43	-0.0010	-0.0004	0.0000
40 WIN	0.00	0.00	-0.30	-0.0007	-0.0005	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.30	-0.0007	-0.0005	0.0000
41 WIN	0.00	0.00	-0.15	-0.0003	-0.0005	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.15	-0.0003	-0.0005	0.0000
42 WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0005	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0005	0.0000
43 WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0008	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0008	0.0000
44 WIN	0.00	0.00	-0.23	-0.0003	0.0007	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.23	-0.0003	0.0007	-0.0000
45 WIN	0.00	0.00	-0.44	-0.0007	0.0007	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.44	-0.0007	0.0007	-0.0000
46 WIN	0.00	0.00	-0.63	-0.0010	0.0006	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.63	-0.0010	0.0006	-0.0000
47 WIN	0.00	0.00	-0.78	-0.0013	0.0004	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.78	-0.0013	0.0004	0.0000
48 WIN	0.00	0.00	-0.87	-0.0014	0.0002	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.87	-0.0014	0.0002	0.0000
49 WIN	0.00	0.00	-0.91	-0.0015	0.0001	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.91	-0.0015	0.0001	0.0000
50 WIN	0.00	0.00	-0.91	-0.0015	-0.0001	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.91	-0.0015	-0.0001	0.0000
51 WIN	0.00	0.00	-0.87	-0.0014	-0.0002	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.87	-0.0014	-0.0002	0.0000
52 WIN	0.00	0.00	-0.78	-0.0013	-0.0004	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.78	-0.0013	-0.0004	-0.0000

53	WIN	0.00	0.00	-0.63	-0.0010	-0.0006	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.63	-0.0010	-0.0006	0.0000
54	WIN	0.00	0.00	-0.44	-0.0007	-0.0007	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.44	-0.0007	-0.0007	0.0000
55	WIN	0.00	0.00	-0.23	-0.0003	-0.0007	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.23	-0.0003	-0.0007	0.0000
56	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0008	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0008	0.0000
57	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0010	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0010	0.0000
58	WIN	0.00	0.00	-0.29	-0.0003	0.0009	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.29	-0.0003	0.0009	0.0000
59	WIN	0.00	0.00	-0.56	-0.0006	0.0009	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.56	-0.0006	0.0009	0.0000
60	WIN	0.00	0.00	-0.81	-0.0009	0.0008	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.81	-0.0009	0.0008	0.0000
61	WIN	0.00	0.00	-1.03	-0.0012	0.0006	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.03	-0.0012	0.0006	0.0000
62	WIN	0.00	0.00	-1.15	-0.0014	0.0002	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.15	-0.0014	0.0002	0.0000
63	WIN	0.00	0.00	-1.20	-0.0015	0.0001	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.20	-0.0015	0.0001	0.0000
64	WIN	0.00	0.00	-1.20	-0.0015	-0.0001	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.20	-0.0015	-0.0001	0.0000
65	WIN	0.00	0.00	-1.15	-0.0014	-0.0002	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.15	-0.0014	-0.0002	0.0000
66	WIN	0.00	0.00	-1.03	-0.0012	-0.0006	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.03	-0.0012	-0.0006	-0.0000
67	WIN	0.00	0.00	-0.81	-0.0009	-0.0008	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.81	-0.0009	-0.0008	0.0000
68	WIN	0.00	0.00	-0.56	-0.0006	-0.0009	0.0000

	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.56	-0.0006	-0.0009	0.0000
69	WIN	0.00	0.00	-0.29	-0.0003	-0.0009	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.29	-0.0003	-0.0009	0.0000
70	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0010	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0010	-0.0000
71	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	0.0012	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0000	0.0012	0.0000
72	WIN	0.00	0.00	-0.35	-0.0003	0.0011	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.35	-0.0003	0.0011	0.0000
73	WIN	0.00	0.00	-0.68	-0.0005	0.0010	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.68	-0.0005	0.0010	0.0000
74	WIN	0.00	0.00	-0.98	-0.0008	0.0009	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.98	-0.0008	0.0009	0.0000
75	WIN	0.00	0.00	-1.25	-0.0010	0.0009	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.25	-0.0010	0.0009	-0.0000
80	WIN	0.00	0.00	-1.25	-0.0010	-0.0009	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.25	-0.0010	-0.0009	0.0000
81	WIN	0.00	0.00	-0.98	-0.0008	-0.0009	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.98	-0.0008	-0.0009	0.0000
82	WIN	0.00	0.00	-0.68	-0.0005	-0.0010	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.68	-0.0005	-0.0010	0.0000
83	WIN	0.00	0.00	-0.35	-0.0003	-0.0011	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.35	-0.0003	-0.0011	-0.0000
84	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	-0.0012	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0000	-0.0012	-0.0000
85	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	0.0013	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0000	0.0013	0.0000
86	WIN	0.00	0.00	-0.40	-0.0002	0.0013	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.40	-0.0002	0.0013	0.0000
87	WIN	0.00	0.00	-0.78	-0.0005	0.0012	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000

	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.78	-0.0005	0.0012	0.0000
88	WIN	0.00	0.00	-1.12	-0.0007	0.0011	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.12	-0.0007	0.0011	-0.0000
89	WIN	0.00	0.00	-1.44	-0.0008	0.0011	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.44	-0.0008	0.0011	-0.0000
94	WIN	0.00	0.00	-1.44	-0.0008	-0.0011	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.44	-0.0008	-0.0011	0.0000
95	WIN	0.00	0.00	-1.12	-0.0007	-0.0011	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.12	-0.0007	-0.0011	0.0000
96	WIN	0.00	0.00	-0.78	-0.0005	-0.0012	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.78	-0.0005	-0.0012	0.0000
97	WIN	0.00	0.00	-0.40	-0.0002	-0.0013	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.40	-0.0002	-0.0013	-0.0000
98	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	-0.0013	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0000	-0.0013	-0.0000
99	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	0.0015	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0000	0.0015	0.0000
100	WIN	0.00	0.00	-0.45	-0.0002	0.0015	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.45	-0.0002	0.0015	0.0000
101	WIN	0.00	0.00	-0.87	-0.0004	0.0013	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.87	-0.0004	0.0013	0.0000
102	WIN	0.00	0.00	-1.25	-0.0006	0.0012	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.25	-0.0006	0.0012	0.0000
103	WIN	0.00	0.00	-1.59	-0.0007	0.0010	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.59	-0.0007	0.0010	-0.0000
104	WIN	0.00	0.00	-1.85	-0.0006	0.0007	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.01	-1.85	-0.0006	0.0007	-0.0000
105	WIN	0.00	0.00	-1.99	-0.0005	0.0002	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.01	-1.99	-0.0005	0.0002	-0.0000
106	WIN	0.00	0.00	-1.99	-0.0005	-0.0002	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.01	-1.99	-0.0005	-0.0002	0.0000

107	WIN	0.00	0.00	-1.85	-0.0006	-0.0007	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.01	-1.85	-0.0006	-0.0007	0.0000
108	WIN	0.00	0.00	-1.59	-0.0007	-0.0010	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.59	-0.0007	-0.0010	0.0000
109	WIN	0.00	0.00	-1.25	-0.0006	-0.0012	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.25	-0.0006	-0.0012	0.0000
110	WIN	0.00	0.00	-0.87	-0.0004	-0.0013	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.87	-0.0004	-0.0013	-0.0000
111	WIN	0.00	0.00	-0.45	-0.0002	-0.0015	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.45	-0.0002	-0.0015	-0.0000
112	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	-0.0015	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0000	-0.0015	-0.0000
113	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	0.0017	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0000	0.0017	0.0000
114	WIN	0.00	0.00	-0.49	-0.0002	0.0016	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.49	-0.0002	0.0016	0.0000
115	WIN	0.00	0.00	-0.96	-0.0004	0.0015	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.96	-0.0004	0.0015	0.0000
116	WIN	0.00	0.00	-1.37	-0.0005	0.0013	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.37	-0.0005	0.0013	0.0000
117	WIN	0.00	0.00	-1.72	-0.0006	0.0010	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.72	-0.0006	0.0010	-0.0000
118	WIN	0.00	0.00	-1.97	-0.0006	0.0007	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.01	-1.97	-0.0006	0.0007	-0.0000
119	WIN	0.00	0.00	-2.11	-0.0006	0.0002	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.01	-2.11	-0.0006	0.0002	-0.0000
120	WIN	0.00	0.00	-2.11	-0.0006	-0.0002	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.01	-2.11	-0.0006	-0.0002	0.0000
121	WIN	0.00	0.00	-1.97	-0.0006	-0.0007	0.0000
	P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.01	-1.97	-0.0006	-0.0007	0.0000
122	WIN	0.00	0.00	-1.72	-0.0006	-0.0010	0.0000

P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.72	-0.0006	-0.0010	0.0000
123 WIN	0.00	0.00	-1.37	-0.0005	-0.0013	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.37	-0.0005	-0.0013	0.0000
124 WIN	0.00	0.00	-0.96	-0.0004	-0.0015	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.96	-0.0004	-0.0015	-0.0000
125 WIN	0.00	0.00	-0.49	-0.0002	-0.0016	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.49	-0.0002	-0.0016	-0.0000
126 WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	-0.0017	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0000	-0.0017	-0.0000
127 WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	0.0018	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0000	0.0018	0.0000
128 WIN	0.00	0.00	-0.54	-0.0002	0.0018	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.54	-0.0002	0.0018	0.0000
129 WIN	0.00	0.00	-1.04	-0.0004	0.0016	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.04	-0.0004	0.0016	0.0000
130 WIN	0.00	0.00	-1.48	-0.0005	0.0014	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.48	-0.0005	0.0014	0.0000
131 WIN	0.00	0.00	-1.84	-0.0006	0.0011	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.84	-0.0006	0.0011	-0.0000
132 WIN	0.00	0.00	-2.10	-0.0006	0.0007	0.0000
P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	0.00	-0.01	-2.10	-0.0006	0.0007	-0.0000
133 WIN	0.00	0.00	-2.23	-0.0007	0.0002	0.0000
P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	0.00	-0.01	-2.23	-0.0007	0.0002	-0.0000
134 WIN	0.00	0.00	-2.23	-0.0007	-0.0002	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.01	-2.23	-0.0007	-0.0002	0.0000
135 WIN	0.00	0.00	-2.10	-0.0006	-0.0007	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.01	-2.10	-0.0006	-0.0007	0.0000
136 WIN	0.00	0.00	-1.84	-0.0006	-0.0011	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.84	-0.0006	-0.0011	0.0000
137 WIN	0.00	0.00	-1.48	-0.0005	-0.0014	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000

TOTAL	-0.00	-0.00	-1.48	-0.0005	-0.0014	0.0000
138 WIN	0.00	0.00	-1.04	-0.0004	-0.0016	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.04	-0.0004	-0.0016	-0.0000
139 WIN	0.00	0.00	-0.54	-0.0002	-0.0018	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.54	-0.0002	-0.0018	-0.0000
140 WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	-0.0018	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0000	-0.0018	-0.0000
141 WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	0.0019	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0000	0.0019	0.0000
142 WIN	0.00	0.00	-0.58	-0.0002	0.0018	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.58	-0.0002	0.0018	0.0000
143 WIN	0.00	0.00	-1.12	-0.0004	0.0016	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.12	-0.0004	0.0016	0.0000
144 WIN	0.00	0.00	-1.59	-0.0006	0.0014	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.59	-0.0006	0.0014	0.0000
145 WIN	0.00	0.00	-1.96	-0.0007	0.0011	0.0000
P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.96	-0.0007	0.0011	-0.0000
146 WIN	0.00	0.00	-2.23	-0.0007	0.0007	0.0000
P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	0.00	-0.01	-2.23	-0.0007	0.0007	-0.0000
147 WIN	0.00	0.00	-2.37	-0.0007	0.0002	0.0000
P_PROP	0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	0.00	-0.01	-2.37	-0.0007	0.0002	-0.0000
148 WIN	0.00	0.00	-2.37	-0.0007	-0.0002	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.01	-2.37	-0.0007	-0.0002	0.0000
149 WIN	0.00	0.00	-2.23	-0.0007	-0.0007	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.01	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.01	-2.23	-0.0007	-0.0007	0.0000
150 WIN	0.00	0.00	-1.96	-0.0007	-0.0011	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.96	-0.0007	-0.0011	0.0000
151 WIN	0.00	0.00	-1.59	-0.0006	-0.0014	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.59	-0.0006	-0.0014	0.0000
152 WIN	0.00	0.00	-1.12	-0.0004	-0.0016	0.0000
P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.12	-0.0004	-0.0016	-0.0000

153	WIN	0.00	0.00	-0.58	-0.0002	-0.0018	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.58	-0.0002	-0.0018	-0.0000
154	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	-0.0019	0.0000
	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0000	-0.0019	-0.0000

===== STATISTICAL DATA =====

Own weight of structure = 1.06 kN

No. of real numbers in Stiffness matrix = 66570 (665700 bytes)

Time used to analyse = 0: 0:0.601 seconds

Total number of : Nodes = 146

Beam Elements = 0

Shell Elements = 115

Supports = 34

Section properties = 0

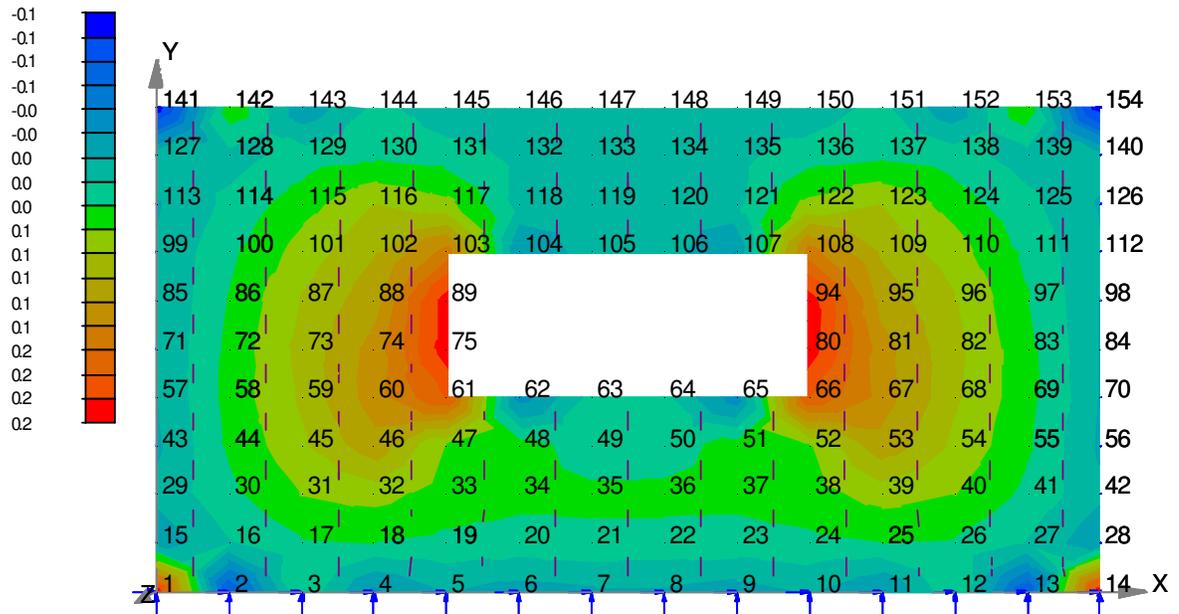
Load cases = 2

Load combinations = 1

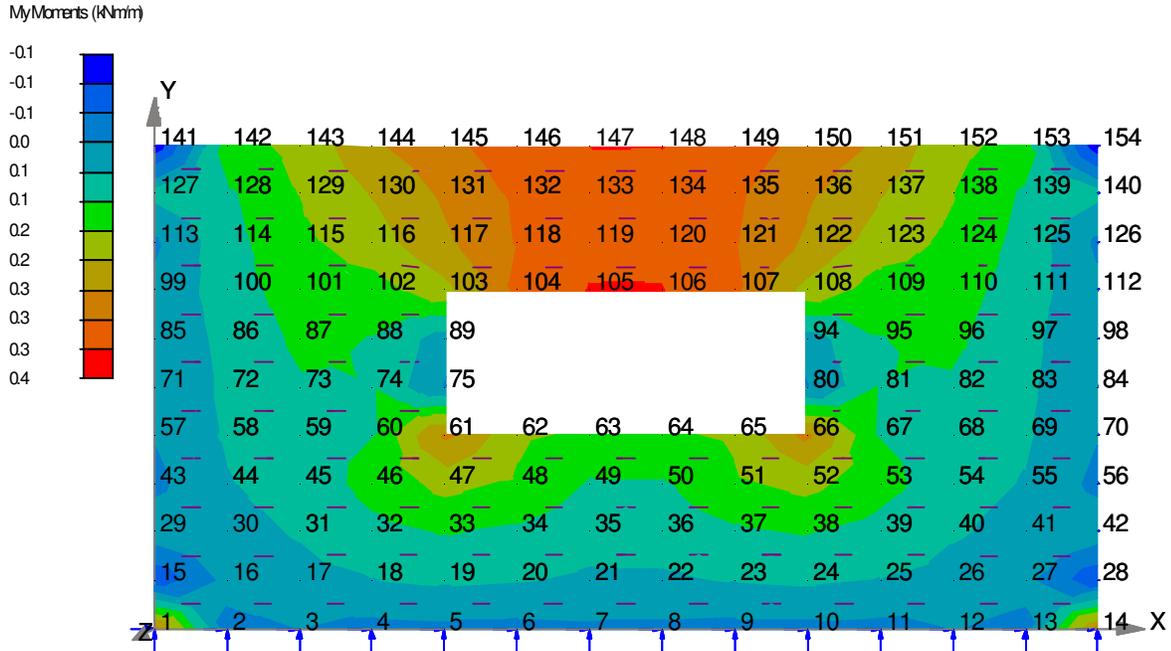
===== END OF OUTPUT =====

Bending Moments for Load Case WIN :Mx Moments (kNm/m)

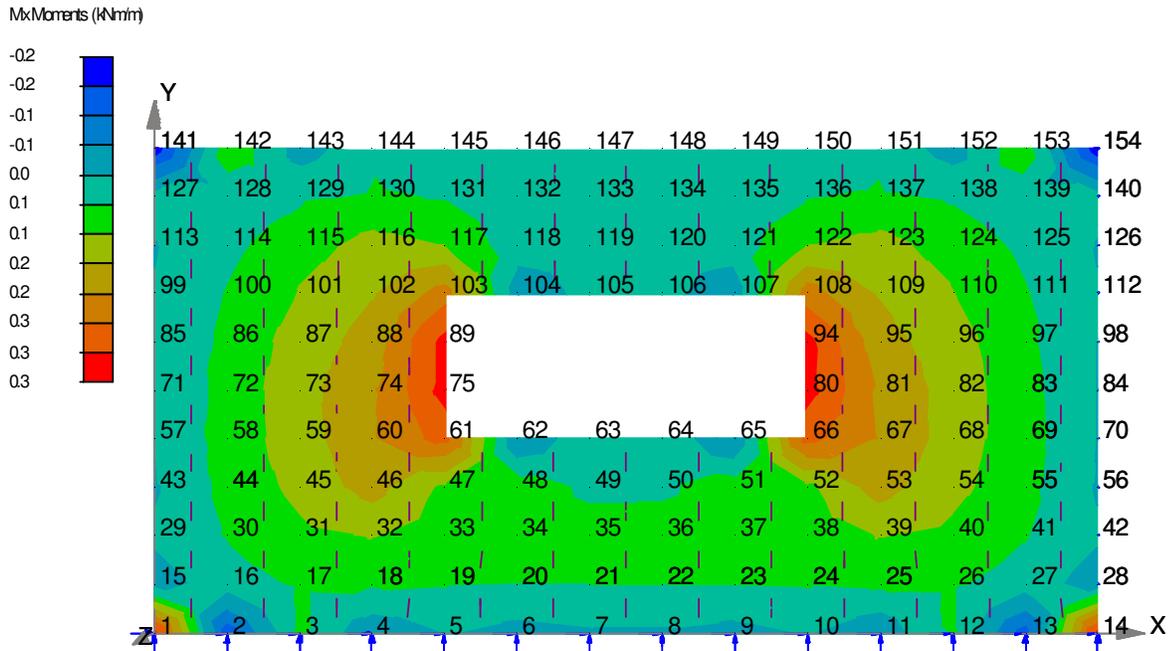
Mx Moments (kNm/m)



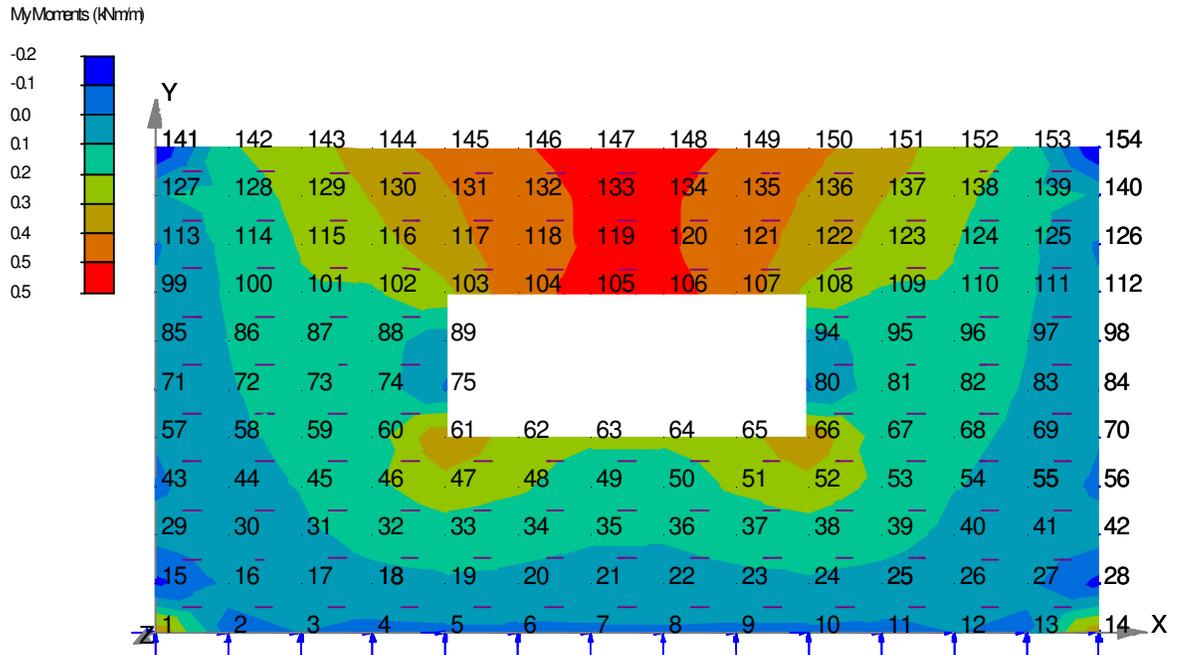
Bending Moments for Load Case WIN :My Moments (kNm/m)



Bending Moments for Load Combination TOTAL :Mx Moments (kNm/m)



Bending Moments for Load Combination TOTAL :My Moments (kNm/m)



Anexo 7 - Listagem da análise numérica do modelo de simulação do pano de parede de alvenaria tipo "PD15MO1" constituinte da parede dupla, com abertura tipo "Porta"

Space Frame Analysis Ver W2.0.11 - 12 Jan 2004

Input file:C:\MESTRADO\TESE\FINAL\PROKON\2005.02.05\PD15MO1_WIN\PD15MO1_WABP1.A03

Created : 11-02-2005 17:13:09

Space Frame Analysis - Ver W2.0.11 - 12 Jan 2004

Created: 11-02-2005 17:13:34

TITLE : SIMULAÇÃO NUMERICA DA PAREDE "PD15MO1" SOB O EFEITO DO VENTO - ABERTURA

Units: Distance:m Force:kN

Analysis type:Linear

INPUT DATA

Nodes

Node number	X (m)	Y (m)	Z (m)	No. of	Node Inc	X-inc or X-end	Y-inc or Y-end	Z-inc or Z-end	Use end (Y) or inc [N]
1	0	0		13	1	.3	0		
15	0	.2		13	1	.3	0		
29	0	.4		13	1	.3	0		
43	0	.6		13	1	.3	0		
57	0	.8		13	1	.3	0		
71	0	1		13	1	.3	0		
85	0	1.2		13	1	.3	0		
99	0	1.4		13	1	.3	0		
113	0	1.6		13	1	.3	0		
127	0	1.8		13	1	.3	0		
141	0	2		13	1	.3	0		
92									Delete
91									Delete
77									Delete
78									Delete
64									Delete
50									Delete
63									Delete
49									Delete
35									Delete
36									Delete
22									Delete
21									Delete
7									Delete
8									Delete

Shell Elements

Node 1	Node 2	Node 3	Node 4	Number of extra	Node no inc.	t (m)	Material
1	2	16	15	12	1	.15	ALVENARIA
15	16	30	29	12	1	.15	
29	30	44	43	12	1	.15	
43	44	58	57	12	1	.15	
57	58	72	71	12	1	.15	
71	72	86	85	12	1	.15	
85	86	100	99	12	1	.15	

Node 1	Node 2	Node 3	Node 4	Number of extra	Node no inc.	t (m)	Material
99	100	114	113	12	1	.15	
113	114	128	127	12	1	.15	
127	128	142	141	12	1	.15	
90	91	105	104				delete
91	92	106	105				delete
92	93	107	106				delete
76	77	91	90				delete
77	78	92	91				delete
78	79	93	92				delete
64	65	79	78				delete
50	51	65	64				delete
36	37	51	50				delete
22	23	37	36				delete
8	9	23	22				delete
7	8	22	21				delete
6	7	21	20				delete
20	21	35	34				delete
21	22	36	35				delete
35	36	50	49				delete
34	35	49	48				delete
48	49	63	62				delete
49	50	64	63				delete
63	64	78	77				delete
62	63	77	76				delete

Supports

'XYZ' = transl. fixity 'xyz' = rot. fixity 'P' = Presc. displ.(m) or (rad) 'S' = Spring const.(kN/m) or (kNm/rad)										
Node no.	Fixity XYZxyz	[P] /S	X	Y	Z	x	y	z	Number of extra	Node no inc.
1	XYZ								5	1
9	XYZ								5	1
15	Z								9	14
28	Z								9	14

Materials

	Material	E (kPa)	Poisson's Ratio	Density (kN/m ³)	Thermal Exp. Co.	Stress-Strain Curve
1	Steel:300W	206.0E6	.300	77.0000	11.70E-6	
2	Steel:Stainless	210.0E6	.300	77.0000	17.80E-6	
3	Concrete:25 MPa	25.00E6	.200	25.0000	10.00E-6	
4	Concrete:30 MPa	26.00E6	.200	25.0000	10.00E-6	
5	Concrete:40 MPa	28.00E6	.200	25.0000	10.00E-6	
	ALVENARIA	0.8E6	.2	1.0256	10E-6	

Nodal Loads

Load case	Node number	Px (kN)	Py (kN)	Pz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)	Number of extra	Node no inc.
P_PROP									
WIN	20			-.03				6	14
	23			-.03				6	14
	105			-.03				1	1

Shell Loads

Load case	Shell numbers (as shown) e.g. 1,2,4-12,18,22	Direction XYZ or L	Udl (kN/m²)	dTemp °C	Number of extra	Shell no. inc.
WIN	1-109	L	-.35			

Load Case Descriptions

Load Case	Description

Load Combinations

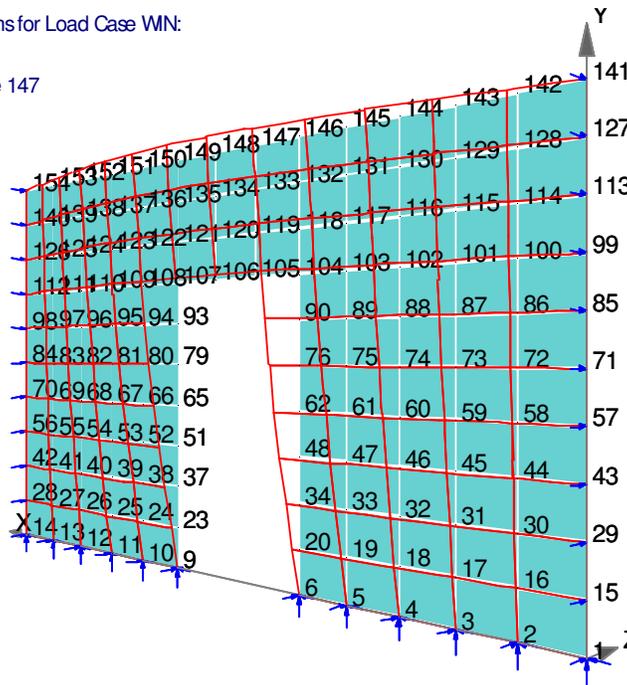
Load Combination	Load Case	ULS factor	SLS factor
TOTAL	P_PROP	1	1
	WIN	1.5	1

Self weight to be added to:P_PROP

Deflections for Load Case WIN

Maximum Deflections for Load Case WIN:

Z :-2.81 mm at node 147



===== OUTPUT: LINEAR ANALYSIS =====
 ===== NODAL POINT DISPLACEMENTS at SLS =====

Node	Lcase	X-disp. mm	Y-disp. mm	Z-disp. mm	X-rot. rad.	Y-rot. rad.	Z-rot. Rad.
1	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0001	-0.0000

2	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0004	0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0004	0.0001	-0.0000
3	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0009	0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0009	0.0001	0.0000
4	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0012	0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0012	0.0001	0.0000
5	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0016	0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0016	0.0001	0.0000
6	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0019	0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0019	0.0001	0.0000
9	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0019	-0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0019	-0.0001	-0.0000
10	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0016	-0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0016	-0.0001	-0.0000
11	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0012	-0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0012	-0.0001	-0.0000
12	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0009	-0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0009	-0.0001	0.0000
13	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0004	-0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0004	-0.0001	0.0000
14	P_PROP	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0001	0.0000
	TOTAL	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0001	0.0000
15	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0003	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0003	-0.0000
16	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.09	-0.0004	0.0002	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.09	-0.0004	0.0002	-0.0000
17	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.17	-0.0009	0.0002	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.17	-0.0009	0.0002	0.0000
18	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.25	-0.0012	0.0002	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.25	-0.0012	0.0002	0.0000
19	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000

	WIN	0.00	0.00	-0.32	-0.0016	0.0002	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.32	-0.0016	0.0002	0.0000
20	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.39	-0.0019	0.0002	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.39	-0.0019	0.0002	0.0000
23	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.39	-0.0019	-0.0002	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.39	-0.0019	-0.0002	-0.0000
24	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.32	-0.0016	-0.0002	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.32	-0.0016	-0.0002	-0.0000
25	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.25	-0.0012	-0.0002	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.25	-0.0012	-0.0002	-0.0000
26	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.17	-0.0009	-0.0002	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.17	-0.0009	-0.0002	-0.0000
27	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.09	-0.0004	-0.0002	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.09	-0.0004	-0.0002	0.0000
28	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0003	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0003	0.0000
29	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0006	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0006	0.0000
30	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.17	-0.0004	0.0006	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.17	-0.0004	0.0006	0.0000
31	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.33	-0.0008	0.0005	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.33	-0.0008	0.0005	0.0000
32	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.48	-0.0011	0.0005	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.48	-0.0011	0.0005	0.0000
33	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.63	-0.0015	0.0005	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.63	-0.0015	0.0005	0.0000
34	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.77	-0.0017	0.0005	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.77	-0.0017	0.0005	0.0000
37	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.77	-0.0017	-0.0005	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.77	-0.0017	-0.0005	-0.0000
38	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.63	-0.0015	-0.0005	0.0000

TOTAL	-0.00	-0.00	-0.63	-0.0015	-0.0005	-0.0000
39 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.48	-0.0011	-0.0005	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.48	-0.0011	-0.0005	-0.0000
40 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.33	-0.0008	-0.0005	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.33	-0.0008	-0.0005	-0.0000
41 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.17	-0.0004	-0.0006	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.17	-0.0004	-0.0006	-0.0000
42 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0006	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0006	-0.0000
43 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0008	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0008	0.0000
44 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.25	-0.0003	0.0008	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.25	-0.0003	0.0008	0.0000
45 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.49	-0.0008	0.0008	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.49	-0.0008	0.0008	0.0000
46 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.71	-0.0011	0.0007	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.71	-0.0011	0.0007	0.0000
47 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.91	-0.0014	0.0007	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.91	-0.0014	0.0007	0.0000
48 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.12	-0.0016	0.0007	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.12	-0.0016	0.0007	0.0000
51 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.12	-0.0016	-0.0007	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.12	-0.0016	-0.0007	-0.0000
52 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.91	-0.0014	-0.0007	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.91	-0.0014	-0.0007	-0.0000
53 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.71	-0.0011	-0.0007	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.71	-0.0011	-0.0007	-0.0000
54 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.49	-0.0008	-0.0008	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.49	-0.0008	-0.0008	-0.0000
55 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.25	-0.0003	-0.0008	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.25	-0.0003	-0.0008	-0.0000

56	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0008	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0008	-0.0000
57	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0011	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0011	0.0000
58	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.33	-0.0003	0.0011	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.33	-0.0003	0.0011	0.0000
59	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.63	-0.0007	0.0010	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.63	-0.0007	0.0010	0.0000
60	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.92	-0.0010	0.0009	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.92	-0.0010	0.0009	0.0000
61	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.18	-0.0013	0.0008	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.18	-0.0013	0.0008	0.0000
62	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.43	-0.0014	0.0009	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.43	-0.0014	0.0009	0.0000
65	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.43	-0.0014	-0.0009	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.43	-0.0014	-0.0009	-0.0000
66	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.18	-0.0013	-0.0008	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.18	-0.0013	-0.0008	-0.0000
67	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.92	-0.0010	-0.0009	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.92	-0.0010	-0.0009	-0.0000
68	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.63	-0.0007	-0.0010	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.63	-0.0007	-0.0010	-0.0000
69	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.33	-0.0003	-0.0011	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.33	-0.0003	-0.0011	-0.0000
70	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0011	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0011	-0.0000
71	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0013	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0013	0.0000
72	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.39	-0.0003	0.0013	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.39	-0.0003	0.0013	0.0000
73	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000

WIN	0.00	0.00	-0.77	-0.0007	0.0012	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.77	-0.0007	0.0012	0.0000
74 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.11	-0.0009	0.0011	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.11	-0.0009	0.0011	0.0000
75 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.41	-0.0011	0.0010	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.41	-0.0011	0.0010	0.0000
76 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.70	-0.0012	0.0010	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.70	-0.0012	0.0010	0.0000
79 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.70	-0.0012	-0.0010	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.70	-0.0012	-0.0010	-0.0000
80 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.41	-0.0011	-0.0010	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.41	-0.0011	-0.0010	-0.0000
81 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.11	-0.0009	-0.0011	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.11	-0.0009	-0.0011	-0.0000
82 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.77	-0.0007	-0.0012	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.77	-0.0007	-0.0012	-0.0000
83 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.39	-0.0003	-0.0013	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.39	-0.0003	-0.0013	-0.0000
84 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0013	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0013	-0.0000
85 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0015	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0015	0.0000
86 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.46	-0.0003	0.0015	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.46	-0.0003	0.0015	0.0000
87 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.89	-0.0006	0.0014	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.89	-0.0006	0.0014	0.0000
88 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.28	-0.0008	0.0012	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.28	-0.0008	0.0012	0.0000
89 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.62	-0.0010	0.0011	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.62	-0.0010	0.0011	0.0000
90 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.93	-0.0010	0.0011	0.0000

TOTAL	-0.00	-0.00	-1.93	-0.0010	0.0011	0.0000
93 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.93	-0.0010	-0.0011	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.93	-0.0010	-0.0011	0.0000
94 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.62	-0.0010	-0.0011	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.62	-0.0010	-0.0011	0.0000
95 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.28	-0.0008	-0.0012	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.28	-0.0008	-0.0012	-0.0000
96 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.89	-0.0006	-0.0014	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.89	-0.0006	-0.0014	-0.0000
97 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.46	-0.0003	-0.0015	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.46	-0.0003	-0.0015	-0.0000
98 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0015	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0015	-0.0000
99 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0017	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0017	0.0000
100 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.51	-0.0003	0.0017	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.51	-0.0003	0.0017	0.0000
101 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.00	-0.0005	0.0015	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.00	-0.0005	0.0015	0.0000
102 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.44	-0.0007	0.0014	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.44	-0.0007	0.0014	0.0000
103 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.81	-0.0009	0.0011	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.81	-0.0009	0.0011	0.0000
104 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.12	-0.0009	0.0009	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-2.12	-0.0009	0.0009	-0.0000
105 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.30	-0.0007	0.0003	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-2.30	-0.0007	0.0003	0.0000
106 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.30	-0.0007	-0.0003	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-2.30	-0.0007	-0.0003	0.0000
107 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.12	-0.0009	-0.0009	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-2.12	-0.0009	-0.0009	0.0000

108	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.81	-0.0009	-0.0011	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.81	-0.0009	-0.0011	-0.0000
109	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.44	-0.0007	-0.0014	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.44	-0.0007	-0.0014	-0.0000
110	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.00	-0.0005	-0.0015	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.00	-0.0005	-0.0015	-0.0000
111	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.51	-0.0003	-0.0017	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-0.51	-0.0003	-0.0017	-0.0000
112	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0017	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0017	-0.0000
113	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0019	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0019	0.0000
114	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-0.57	-0.0002	0.0018	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-0.57	-0.0002	0.0018	0.0000
115	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.10	-0.0005	0.0017	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.10	-0.0005	0.0017	0.0000
116	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.58	-0.0007	0.0015	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.58	-0.0007	0.0015	0.0000
117	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.98	-0.0008	0.0012	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-1.98	-0.0008	0.0012	0.0000
118	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-2.29	-0.0008	0.0008	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-2.29	-0.0008	0.0008	0.0000
119	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-2.46	-0.0008	0.0003	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-2.46	-0.0008	0.0003	0.0000
120	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-2.46	-0.0008	-0.0003	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-2.46	-0.0008	-0.0003	0.0000
121	P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
	WIN	0.00	0.00	-2.29	-0.0008	-0.0008	0.0000
	TOTAL	-0.00	-0.00	-2.29	-0.0008	-0.0008	0.0000
122	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
	WIN	0.00	0.00	-1.98	-0.0008	-0.0012	0.0000
	TOTAL	0.00	-0.00	-1.98	-0.0008	-0.0012	-0.0000
123	P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000

WIN	0.00	0.00	-1.58	-0.0007	-0.0015	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.58	-0.0007	-0.0015	-0.0000
124 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.10	-0.0005	-0.0017	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.10	-0.0005	-0.0017	-0.0000
125 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.57	-0.0002	-0.0018	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.57	-0.0002	-0.0018	-0.0000
126 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0019	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0019	-0.0000
127 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	0.0021	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0001	0.0021	0.0000
128 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.62	-0.0002	0.0020	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.62	-0.0002	0.0020	0.0000
129 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.20	-0.0005	0.0019	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.20	-0.0005	0.0019	0.0000
130 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.72	-0.0007	0.0016	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.72	-0.0007	0.0016	0.0000
131 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.15	-0.0008	0.0013	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-2.15	-0.0008	0.0013	0.0000
132 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.46	-0.0009	0.0008	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-2.46	-0.0009	0.0008	0.0000
133 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.63	-0.0009	0.0003	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-2.63	-0.0009	0.0003	0.0000
134 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.63	-0.0009	-0.0003	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-2.63	-0.0009	-0.0003	0.0000
135 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.46	-0.0009	-0.0008	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-2.46	-0.0009	-0.0008	0.0000
136 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.15	-0.0008	-0.0013	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-2.15	-0.0008	-0.0013	-0.0000
137 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.72	-0.0007	-0.0016	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.72	-0.0007	-0.0016	-0.0000
138 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.20	-0.0005	-0.0019	0.0000

TOTAL	-0.00	-0.00	-1.20	-0.0005	-0.0019	-0.0000
139 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.62	-0.0002	-0.0020	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.62	-0.0002	-0.0020	-0.0000
140 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0001	-0.0021	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0001	-0.0021	-0.0000
141 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	0.0022	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	0.00	-0.0000	0.0022	0.0000
142 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.68	-0.0003	0.0021	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-0.68	-0.0003	0.0021	0.0000
143 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.30	-0.0005	0.0019	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.30	-0.0005	0.0019	0.0000
144 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.86	-0.0007	0.0017	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-1.86	-0.0007	0.0017	0.0000
145 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.31	-0.0009	0.0013	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-2.31	-0.0009	0.0013	0.0000
146 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.64	-0.0009	0.0008	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-2.64	-0.0009	0.0008	-0.0000
147 P_PROP	0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.81	-0.0009	0.0003	0.0000
TOTAL	0.00	-0.00	-2.81	-0.0009	0.0003	-0.0000
148 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.81	-0.0009	-0.0003	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-2.81	-0.0009	-0.0003	0.0000
149 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.64	-0.0009	-0.0008	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-2.64	-0.0009	-0.0008	0.0000
150 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
WIN	0.00	0.00	-2.31	-0.0009	-0.0013	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-2.31	-0.0009	-0.0013	0.0000
151 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.86	-0.0007	-0.0017	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.86	-0.0007	-0.0017	-0.0000
152 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-1.30	-0.0005	-0.0019	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-1.30	-0.0005	-0.0019	-0.0000
153 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	-0.68	-0.0003	-0.0021	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	-0.68	-0.0003	-0.0021	-0.0000

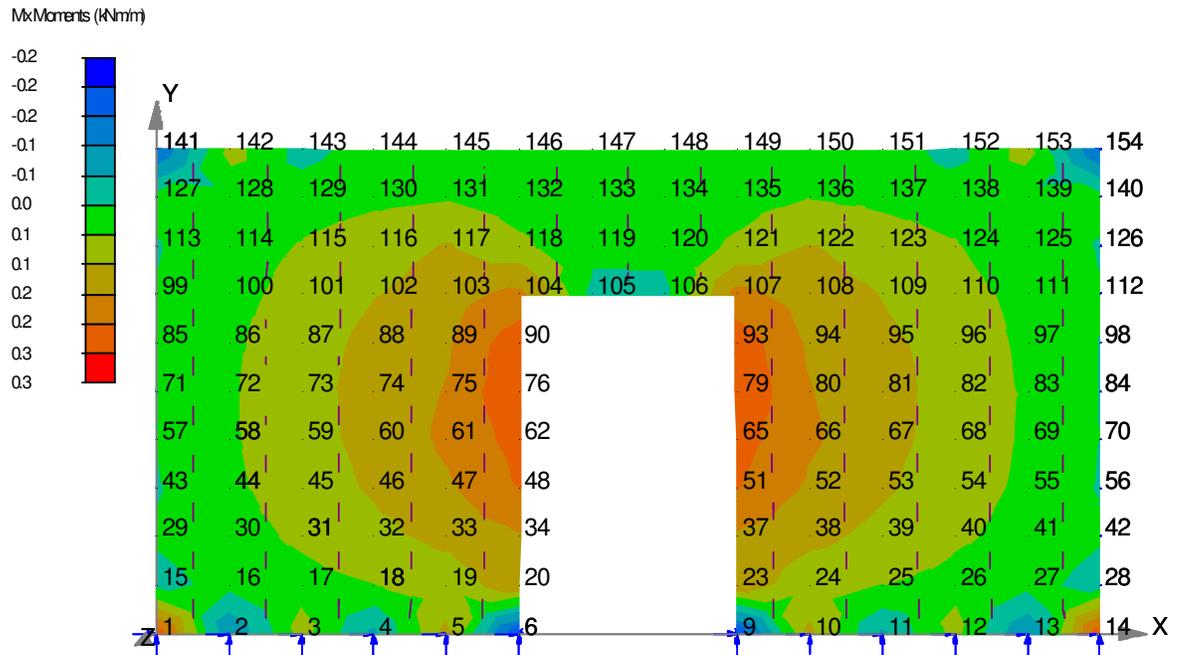
154 P_PROP	-0.00	-0.00	0.00	0.0000	0.0000	-0.0000
WIN	0.00	0.00	0.00	-0.0000	-0.0022	0.0000
TOTAL	-0.00	-0.00	0.00	-0.0000	-0.0022	-0.0000

===== STATISTICAL DATA =====

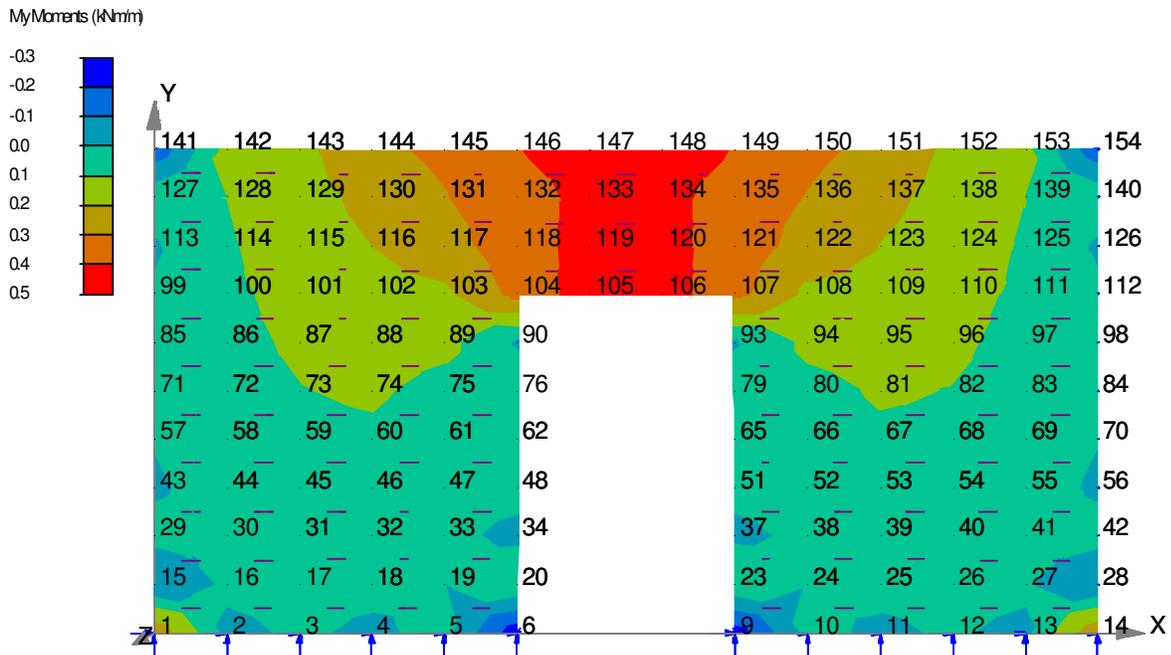
Own weight of structure = 1.01 kN
 No. of real numbers in Stiffness matrix = 47652 (476520 bytes)
 Time used to analyse = 0: 0:0.541 seconds
 Total number of : Nodes = 140
 Beam Elements = 0
 Shell Elements = 109
 Supports = 32
 Section properties = 0
 Load cases = 2
 Load combinations = 1

===== END OF OUTPUT =====

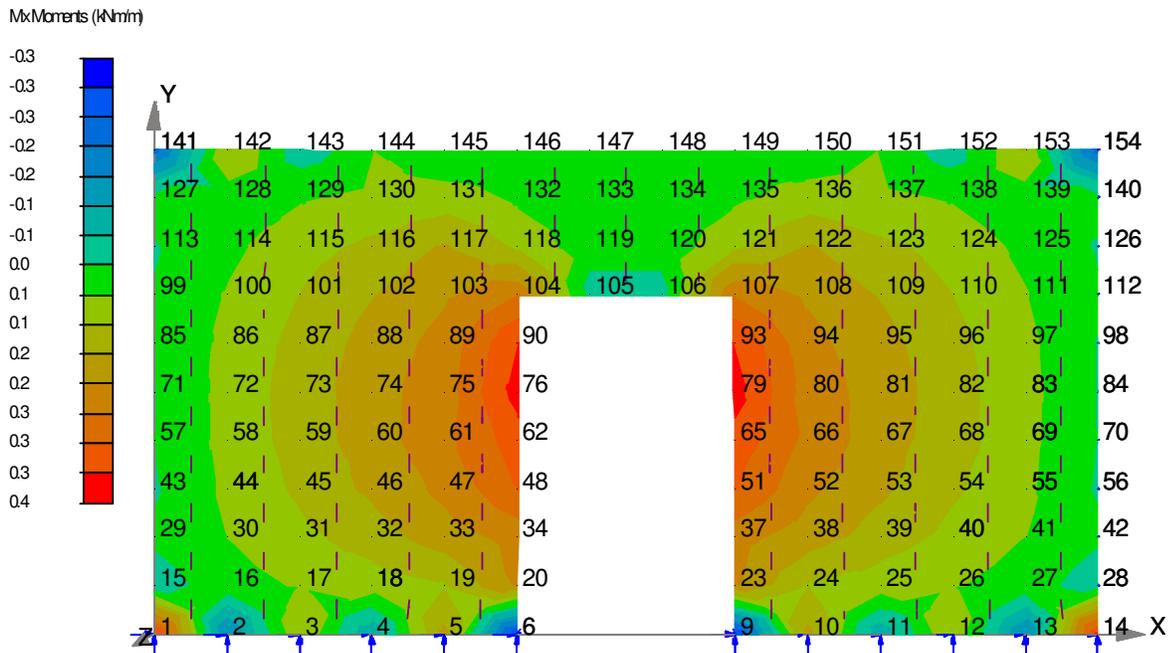
Bending Moments for Load Case WIN :Mx Moments (kNm/m)



Bending Moments for Load Case WIN :My Moments (kNm/m)



Bending Moments for Load Combination TOTAL :Mx Moments (kNm/m)



Bending Moments for Load Combination TOTAL :My Moments (kNm/m)

