



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Universidade Técnica de Lisboa

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE UM QUARTEIRÃO POMBALINO

Ana Gabriela Gaspar Simões

Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Júri

Presidente: Pedro Guilherme Sampaio Viola Parreira

Orientadora: Doutora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Vogal: Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Outubro de 2010

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE UM QUARTEIRÃO POMBALINO

RESUMO

A reconstrução pombalina, implementada no seguimento do Terramoto de 1755, distinguiu-se pela utilização de uma estrutura interna de madeira, fundamental na distribuição e dissipação da energia sísmica, mobilizando toda a estrutura na resposta às acções dinâmicas. O traçado urbano passou a integrar quarteirões, onde se promovia a partilha de elementos estruturais entre edifícios, revelando a necessidade de considerar a interacção estrutural no conjunto.

Para a avaliação do comportamento sísmico das construções pombalinas, recorreu-se a um modelo tridimensional de um Quarteirão-Tipo, desenvolvido com o programa de cálculo automático SAP2000®, no âmbito de trabalhos de investigação anteriores. A modelação pretende recriar a concepção pombalina original, tendo-se baseado em projectos arquitectónicos de edifícios existentes e em elementos constantes na bibliografia da especialidade.

Primeiramente, desenvolveu-se a avaliação sísmica do Quarteirão-Tipo de acordo com os pressupostos do Eurocódigo 8 (2009), recorrendo a análises dinâmicas lineares por espectro de resposta. Atendendo à hipótese de analisar o quarteirão através de modelos numéricos mais simples, procedeu-se à combinação direccionada da resposta de bandas de edifícios, analisadas na sua maior direcção, com os edifícios interiores dessa banda, analisados, isoladamente, na direcção perpendicular.

Em complemento, efectuou-se a combinação de bandas de edifícios ortogonais, centrando a análise no edifício de extremidade do quarteirão. Por último, estudaram-se os tipos de intervenção estrutural mais frequentes nestes edifícios, de modo a compreender o efeito de conjunto sobre as alterações implementadas num edifício.

Palavras-chave: Pombalino, Quarteirão, Banda de Edifícios, Eurocódigo 8 (2009)

SEISMIC ANALYSIS OF A *POMBALINO* QUARTER

ABSTRACT

The pombaline (“*pombalino*”) reconstruction, implemented after the 1755 Earthquake, has distinguished itself by the use of an internal timber structure, which is fundamental regarding the distribution and dissipation of seismic energy, by mobilizing the entire structure as a response to dynamic actions. The urban layout turned to integrate quarters, where there was implemented the share of structural elements between buildings, revealing the need to consider the structural interaction in its whole.

To evaluate the seismic behavior of the pombaline constructions, it was used a tridimensional model of a Quarter-Type, developed with the program SAP2000®, based on previous research works. The modeling intends to reproduce the original pombaline conception, taking into account architect projects of existing buildings and in elements referred to in specialized bibliography.

Firstly, it was performed a seismic evaluation of the Quarter-Type in accordance with the terms of Eurocode 8 (2009), by using linear dynamic analysis with response spectrum. Taking into account the chance to analyse the block through more simple numerical models, a directional combination of responses of bands of buildings was developed, analysed in its major direction, being the internal buildings of that band, individually analysed in the perpendicular direction.

In addition, it was performed a combination of orthogonal bands of buildings, focusing the analysis on the corner building of the quarter. Finally, it was analysed the most frequent structural interventions in these buildings, in order to understand the whole effect over the modifications implemented in a building.

Key words: Pombaline, Quarter, Bands of Buildings, Eurocode 8 (2009)

AGRADECIMENTOS

Agradeço a orientação da Professora Doutora Rita Bento pelo apoio científico e permanente disponibilidade e à Engenheira Mafalda Oliveira por facultar o modelo numérico do Quarteirão Pombalino fundamental para o desenvolvimento do trabalho agora apresentado.

Desejo, ainda, agradecer à minha querida família pelo constante apoio e entusiasmo e aos meus amigos.

A. G. Simões

ÍNDICE GERAL

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. APRESENTAÇÃO	1
1.2. OBJECTIVOS E FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE	2
1.3. METODOLOGIA DE ESTUDO	3
2. RECOLHA E ANÁLISE HISTÓRICA	5
2.1. O TERRAMOTO DE 1755	5
2.2. RECONSTRUÇÃO POMBALINA	6
2.3. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	7
2.4. INOVAÇÃO NO SÉCULO XVIII	12
2.5. ALTERAÇÕES ESTRUTURAIS POSTERIORES	13
3. CARACTERIZAÇÃO DO QUARTEIRÃO TIPO	17
3.1. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA	17
3.2. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA	20
4. DEFINIÇÃO DE MODELOS ESTRUTURAIS	23
4.1. MODELAÇÃO DE BASE	23
4.1.1. SÚMULA DA MODELÇÃO	23
4.1.2. HIPÓTESES ADOPTADAS NA MODELAÇÃO	24
4.1.3. DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES	25
4.1.3.1. ACÇÕES PERMANENTES	25
4.1.3.2. ACÇÕES VARIÁVEIS	26
4.1.3.3. ACÇÃO SÍSMICA	26
4.1.3.4. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES	29
4.2. CASOS DE ESTUDO	30
4.3. AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA À ACÇÃO SÍSMICA	32
5. CASO DE ESTUDO BASE: QUARTEIRÃO-TIPO	35
5.1. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS	35
5.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	38
5.2.1. PAREDES DE ALVENARIA	38
5.2.2. PILARES INTERIORES DO PISO TÉRREO	44
5.2.3. ELEMENTOS DE MADEIRA E LIGAÇÕES	46
5.2.4. DESLOCAMENTOS	52

5.3. SÍNTESE E CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO CONDICIONANTE.....	55
5.4. INFLUÊNCIA DA REDUÇÃO DA INTENSIDADE DA ACÇÃO SÍSMICA.....	56
5.4.1. ELEMENTOS DE LIGAÇÃO: FRONTAL – ALVENARIA	57
5.4.2. DESLOCAMENTOS	58
5.5. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA ALVENARIA	60
5.5.1. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS	60
5.5.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA: DESLOCAMENTOS.....	61
6. CASO DE ESTUDO: BANDA LONGITUDINAL DE EDIFÍCIOS COMBINADO COM EDIFÍCIO INTERIOR DA BANDA.....	65
6.1. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS	66
6.1.1. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS: BANDA LONGITUDINAL DE EDIFÍCIOS	66
6.1.2. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS: EDIFÍCIO INTERIOR DA BANDA.....	69
6.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....	71
6.2.1. PAREDES DE ALVENARIA: BANDA LONGITUDINAL DE EDIFÍCIOS	71
6.2.2. PAREDES DE ALVENARIA: EDIFÍCIO DO INTERIOR DA BANDA.....	76
6.2.3. PILARES INTERIORES DO PISO TÉRREO	80
6.2.4. ELEMENTOS DE MADEIRA E LIGAÇÕES.....	81
6.2.5. DESLOCAMENTOS	86
6.3. SÍNTESE E APLICABILIDADE DA ANÁLISE	87
7. CASO DE ESTUDO: BANDA LONGITUDINAL DE EDIFÍCIOS COMBINADO COM BANDA TRANSVERSAL DE EDIFÍCIOS	91
7.1. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS: BANDA TRANSVERSAL DE EDIFÍCIOS.....	92
7.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....	93
7.2.1. PAREDES DE ALVENARIA: BANDA TRANSVERSAL DE EDIFÍCIOS	94
7.2.2. PILARES INTERIORES DO PISO TÉRREO	99
7.2.3. ELEMENTOS DE MADEIRA E LIGAÇÕES.....	101
7.2.4. DESLOCAMENTOS	105
7.3. SÍNTESE E APLICABILIDADE DA ANÁLISE	108
8. CASO DE ESTUDO: ALTERAÇÕES ESTRUTURAIS.....	111
8.1. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS	112
8.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....	113
8.2.1. PILARES INTERIORES DO PISO TÉRREO	114
8.2.2. ELEMENTOS DE MADEIRA E LIGAÇÕES.....	115
8.2.3. DESLOCAMENTOS	121
8.3. SÍNTESE DOS RESULTADOS.....	124

9. COMENTÁRIOS FINAIS	127
9.1. SÚMULA DOS RESULTADOS ALCANÇADOS.....	127
9.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	130
10. BIBLIOGRAFIA	133
ANEXOS	137
ANEXO I – CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DO QUARTEIRÃO-TIPO	139
ANEXO II – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA BANDA LONGITUDINAL DE EDIFÍCIOS	141
ANEXO III – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DO EDIFÍCIO DO INTERIOR DA BANDA LONGITUDINAL DE EDIFÍCIOS	145
ANEXO IV – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA BANDA TRANSVERSAL DE EDIFÍCIOS	149
ANEXO V – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA: PAREDES DE FACHADA DO EDIFÍCIO DE GAVETO SUBMETIDO AO CASO 3 DE ALTERAÇÃO ESTRUTURAL.....	153

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Gravura da época evidenciando a destruição na cidade de Lisboa (SPES).	5
Figura 2 - Plano da Baixa Pombalina, por Eugénio dos Santos, Carlos Mardel e E. S. Pope.....	7
Figura 3 - Fachada-tipo do plano de reconstrução de Eugénio dos Santos (Santos, 2000).	8
Figura 4 - Arquitectura de um edifício pombalino - disposição em alçado dos elementos resistentes (Mascarenhas, 2005).	8
Figura 5 – Exemplo de Arcos e Abóbadas (Pena, 2008; Arquivo Fotográfico)	9
Figura 6 - Três disposições de paredes de frontal (Cóias, 2006) e parede de tabique (Santos, 2000).	10
Figura 7 – Esquema da distribuição das paredes de frontal e de tabique (Appleton, 2003a) e fotografia do interior de um Edifício Pombalino (Lopes <i>et al.</i> , 2008).	11
Figura 8 - a) Estrutura tridimensional de madeira da gaiola no interior dos edifícios de alvenaria. b) Previsão dos danos no edifício contendo a gaiola tridimensional após a acção do sismo - destacamento das fachadas sem colapso do interior. Concepção dos edifícios pombalinos (Mascarenhas, 2005).	12
Figura 9 - Mapa da cidade de Lisboa antes do Terramoto de 1755 e após a Reconstrução Pombalina (Wikipédia).	13
Figura 10 - Exemplo do aumento do número de pisos (Rua dos Fanqueiros, Arquivo Fotográfico).	14
Figura 11 - Exemplo de interrupção de elementos verticais resistentes (Rua Augusta, Arquivo Fotográfico).	14
Figura 12 - Planta do piso nobre de um Quarteirão da Baixa Pombalina (Mascarenhas, 2005).	17
Figura 13 - a) Maquete de ¼ de Quarteirão Pombalino (Appleton, 2003a); b) Alçado actual do Edifício do BCP na Rua Augusta que serviu de edifício modelo (Oliveira, 2009).	18
Figura 14 – Planta adaptada, representando ¼ do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009): Piso Térreo (Alvenaria).	19
Figura 15 – Planta adaptada, representando ¼ do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009): Piso Corrente (Frontais).	20
Figura 16 - Fotografia do espécime parede de frontal pronto a ensaiar (Meireles, 2010).	21
Figura 17 - Perspectiva do modelo global do Quarteirão-Tipo: modelação das paredes exteriores, paredes de empena, paredes de frontal e pavimentos com recurso ao programa SAP2000® (2008; Oliveira, 2009).	23
Figura 18 - Identificação em planta dos elementos estruturais a analisar (Oliveira, 2009).	33
Figura 19 - Modo 1: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).	36
Figura 20 - Modo 2: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).	37
Figura 21 - Modo 3: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).	37
Figura 22 - Modo 4: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).	37
Figura 23 - Modo 5: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).	37

Figura 24 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal do Quarteirão-Tipo devido às Acções Verticais Quase-Permanentes (MPa).....	39
Figura 25 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária do Quarteirão-Tipo devido às Acções Verticais Quase-Permanentes (MPa).....	39
Figura 26 - Esquema de arco de descarga sobre a janela (Appleton, 2003a).	39
Figura 27 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal do Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).	40
Figura 28 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária do Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).	40
Figura 29 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal do Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - MPa).....	40
Figura 30 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária do Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - MPa).....	40
Figura 31 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada principal do Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (MPa).	41
Figura 32 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada secundária do Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (MPa).	41
Figura 33 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena do Quarteirão-Tipo devido às Acções Verticais Quase-Permanentes (MPa).....	42
Figura 34 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena do Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).	43
Figura 35 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena do Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - MPa).....	43
Figura 36 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de empena do Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (MPa).	43
Figura 37 - Identificação dos pilares interiores em 1/4 do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).....	44
Figura 38 - Identificação dos Frontais existentes em 1/4 do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009)...	47
Figura 39 - Envoltente de esforços axiais devidos à combinação da acção sísmica no Frontal FX5.....	48
Figura 40 - Alinhamentos verticais localizados aproximadamente a meio das fachadas dos edifícios (Oliveira, 2009).....	52
Figura 41 - Modelo de Análise da Banda Longitudinal de Edifícios.....	65
Figura 42 - Modelo de Análise do Edifício Interior da Banda de Edifícios.	65
Figura 43 - Modo 1 - Planta da Banda de Edifícios.....	67
Figura 44 - Modo 2 - Planta da Banda de Edifícios.....	67
Figura 45 - Modo 3 - Planta da Banda de Edifícios.....	67
Figura 46 - Modo 4 - Planta da Banda de Edifícios.....	68
Figura 47 - Modo 5 - Planta da Banda de Edifícios.....	68
Figura 48 - Modo 6 - Planta da Banda de Edifícios.....	68
Figura 49 - Modo 7 - Planta da Banda de Edifícios.....	69

Figura 50 - Configuração dos primeiros modos de vibração do Edifício C.....	70
Figura 51 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal da Banda de Edifícios devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).....	72
Figura 52 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária da Banda de Edifícios devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).....	72
Figura 53 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal da Banda de Edifícios devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - MPa).....	72
Figura 54 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária da Banda de Edifícios devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - MPa).....	72
Figura 55 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada principal da Banda de Edifícios devido à Combinação Sísmica (MPa).....	73
Figura 56 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada secundária da Banda de Edifícios devido à Combinação Sísmica (MPa).....	73
Figura 57 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena da Banda de Edifícios devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).....	74
Figura 58 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena da Banda de Edifícios devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - MPa).....	74
Figura 59 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de empena da Banda de Edifícios devido à Combinação Sísmica (MPa).....	75
Figura 60 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal do Edifício Interior da Banda devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).....	76
Figura 61 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal do Edifício Interior da Banda devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - MPa).....	76
Figura 62 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada principal do Edifício Interior da Banda devido à Combinação Sísmica (MPa).....	77
Figura 63 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena esquerda (x=0m) do Edifício Interior da Banda devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).....	77
Figura 64 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena esquerda (x=14,25m) do Edifício Interior da Banda devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - kPa).....	78
Figura 65 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena esquerda (x=0m) do Edifício Interior da Banda devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - kPa).....	78
Figura 66 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena direita (x=14,25m) do Edifício Interior da Banda devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - kPa).....	78
Figura 67 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de empena esquerda (x=0m) do Edifício Interior da Banda devido à Combinação Sísmica (kPa).....	78
Figura 68 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de empena esquerda (x=14,25m) do Edifício Interior da Banda devido à Combinação Sísmica (kPa).....	79
Figura 69 - Modelo de Análise da Banda Longitudinal de Edifícios.....	91
Figura 70 - Modelo de Análise da Banda Transversal de Edifícios.....	91
Figura 71 - Modo 1 - Planta e Perspectiva da Banda Transversal.....	93

Figura 72 - Modo 2 a 5 - Planta da Banda de Edifícios.....	93
Figura 73 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal do Edifício de Gaveto da Banda devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).....	94
Figura 74 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária do Edifício de Gaveto da Banda devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).....	95
Figura 75 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal do Edifício de Gaveto da Banda devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - MPa).....	95
Figura 76 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária do Edifício de Gaveto da Banda devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - MPa).....	95
Figura 77 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada principal do Edifício de Gaveto da Banda devido à Combinação Sísmica (kPa).....	95
Figura 78 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada secundária do Edifício de Gaveto da Banda devido à Combinação Sísmica (kPa).....	96
Figura 79 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena da Banda Transversal de Edifícios devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).....	97
Figura 80 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena da Banda Transversal de Edifícios com o Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).....	97
Figura 81 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena da Banda Transversal de Edifícios devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - MPa).....	97
Figura 82 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena da Banda Transversal de Edifícios com o Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - kPa).....	98
Figura 83 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de empena da Banda Transversal de Edifícios devido à Combinação Sísmica (MPa).....	98
Figura 84 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de empena da Banda Transversal de Edifícios com o Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (kPa).....	98
Figura 85 - Identificação das alterações estruturais implementadas no Edifício de Gaveto.....	111
Figura 86 - Modo 6: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).....	139
Figura 87 - Modo 7: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).....	139
Figura 88 - Modo 8: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).....	139
Figura 89 - Modo 9: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).....	140
Figura 90 - Modo 10: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).....	140
Figura 91 - Modelo de Análise da Banda Longitudinal de Edifícios.....	141
Figura 92 - Modelo de Análise do Edifício Interior da Banda de Edifícios.....	145
Figura 93 - Modelo de Análise da Banda Transversal de Edifícios.....	149
Figura 94 – Identificação das alterações estruturais implementadas no Edifício de Gaveto no Caso 3.....	153
Figura 95 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal do Edifício A, inserido no contexto do Quarteirão, devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima – MPa).....	153

Figura 96 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária do Edifício A, inserido no contexto do Quarteirão, devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima – MPa).....	154
Figura 97 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal do Edifício A, inserido no contexto do Quarteirão, devido à Combinação Sísmica (Tracção Máxima – MPa).	154
Figura 98 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária do Edifício A, inserido no contexto do Quarteirão, devido à Combinação Sísmica (Tracção Máxima – MPa).	154
Figura 99 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada principal do Edifício A, inserido no contexto do Quarteirão, devido à Combinação Sísmica (MPa).	154
Figura 100 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada secundária do Edifício A, inserido no contexto do Quarteirão, devido à Combinação Sísmica (MPa).	155

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Comparação entre os espectros de resposta regulamentares para a acção sísmica Interplacas.....	28
Gráfico 2 - Distribuição em altura dos esforços axiais de tracção nos elementos de ligação dos frontais seleccionados.....	49
Gráfico 3 - Tensões máximas nos barrotes de piso.....	51
Gráfico 4 - Amplitude dos deslocamentos dos alinhamentos verticais a1 a a3.....	52
Gráfico 5 - Amplitude dos deslocamentos do alinhamento vertical a4.....	53
Gráfico 6 - Deslocamento relativo entre pisos dos alinhamentos verticais a1 a a3, expresso em percentagem.....	54
Gráfico 7 - Deslocamento relativo entre pisos do alinhamento vertical a4, expresso em percentagem.....	54
Gráfico 8 - Percentagem de elementos de ligação que excedem a Força de Arrancamento (Tabela 2).....	56
Gráfico 9 - Distribuição em altura dos esforços axiais de tracção nos elementos de ligação dos frontais seleccionados.....	57
Gráfico 10 - Amplitude dos deslocamentos dos alinhamentos verticais a1 a a3, considerando o Quarteirão-Tipo Base e o Quarteirão-Tipo solicitado por acção sísmica reduzida.....	59
Gráfico 11 - Amplitude dos deslocamentos do alinhamento vertical a4, considerando o Quarteirão-Tipo Base e o Quarteirão-Tipo solicitado por acção sísmica reduzida.....	59
Gráfico 12 - Deslocamento relativo entre pisos dos alinhamentos verticais a1 a a3, expresso em percentagem.....	59
Gráfico 13 - Deslocamento relativo entre pisos do alinhamento vertical a4, expresso em percentagem.....	60
Gráfico 14 - Amplitude dos deslocamentos dos alinhamentos verticais a1 a a3, considerando o Quarteirão-Tipo Base e o Quarteirão-Tipo de rigidez reduzida.....	62
Gráfico 15 - Amplitude dos deslocamentos dos alinhamentos verticais a4 para fora do plano da fachada (segundo o maior eixo do Quarteirão), considerando o Quarteirão-Tipo Base e o Quarteirão-Tipo de rigidez reduzida.....	62
Gráfico 16 - Deslocamento relativo entre pisos dos alinhamentos verticais a1 a a3 para fora do plano da fachada (segundo o menor eixo do Quarteirão).....	63
Gráfico 17 - Deslocamento relativo entre pisos do alinhamento vertical a4 para fora do plano da fachada (segundo o maior eixo do Quarteirão).....	63
Gráfico 18 - Distribuição em altura dos esforços axiais de tracção nos elementos de ligação dos Frontais FX5 e FX10.....	84
Gráfico 19 - Distribuição em altura dos esforços axiais de tracção nos elementos de ligação do Frontal FY5.....	84
Gráfico 20 - Tensões máximas nos barrotes de piso.....	85
Gráfico 21 - Deslocamento do Edifício C para fora do plano da fachada (a1).....	86

Gráfico 22 - Deslocamento relativo entre pisos do Edifício C, expresso em percentagem.	86
Gráfico 23 - Distribuição em altura dos esforços axiais de tracção nos elementos de ligação dos Frontais FX7 e FX12.	104
Gráfico 24 - Distribuição em altura dos esforços axiais de tracção nos elementos de ligação dos Frontais FY9 e FY10.	104
Gráfico 25 - Tensões máximas nos barrotes de piso.	105
Gráfico 26 - Deslocamento do Edifício A para fora do plano da fachada (a3).	106
Gráfico 27 - Deslocamento do Edifício A para fora do plano da fachada (a4).	106
Gráfico 28 - Deslocamento relativo entre pisos do Edifício A segundo o alinhamento a3, expresso em percentagem.	107
Gráfico 29 - Deslocamento relativo entre pisos do Edifício A segundo o alinhamento a4, expresso em percentagem.	107
Gráfico 30 - Percentagem de elementos de ligação que excedem a Força de Arrancamento (Tabela 2).	120
Gráfico 31 - Deslocamento do Edifício A para fora do plano da fachada (a3).	122
Gráfico 32 - Deslocamento do Edifício A para fora do plano da fachada (a4).	123
Gráfico 33 - Deslocamento relativo entre pisos do Edifício A (a3), expresso em percentagem.	123
Gráfico 34 - Deslocamento relativo entre pisos do Edifício A (a4), expresso em percentagem.	123
Gráfico 35 - Percentagem de elementos de ligação que excedem a Força de Arrancamento (Tabela 2).	125
Gráfico 36 - Distribuição em altura dos esforços axiais de tracção nos elementos de ligação dos frontais seleccionados.	142
Gráfico 37 - Tensões máximas nos barrotes.	143
Gráfico 38 - Deslocamento do Edifício A para fora do plano da fachada (a4).	143
Gráfico 39 - Deslocamento relativo entre pisos do Edifício A (a4), expresso em percentagem.	144
Gráfico 40 - Distribuição em altura dos esforços axiais de tracção nos elementos de ligação dos frontais seleccionados.	147
Gráfico 41 - Tensões máximas nos barrotes do Edifício C.	147
Gráfico 42 - Deslocamento do Edifício C para fora do plano da fachada (a1).	148
Gráfico 43 - Deslocamento relativo entre pisos do Edifício C (a1), expresso em percentagem.	148
Gráfico 44 - Distribuição em altura dos esforços axiais de tracção nos elementos de ligação dos frontais seleccionados.	150
Gráfico 45 - Tensões máximas nos barrotes.	151
Gráfico 46 - Deslocamento do Edifício A para fora do plano da fachada (a3).	151
Gráfico 47 - Deslocamento relativo entre pisos do Edifício A (a3), expresso em percentagem.	152

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Características geométricas médias dos Edifícios Pombalinos (Oliveira, 2009).	19
Tabela 2 - Características mecânicas médias dos Edifícios Pombalinos (Oliveira, 2009).	22
Tabela 3 - Identificação dos elementos resistentes a analisar.	33
Tabela 4 - Frequências e participação de massa dos principais modos de vibração do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).....	35
Tabela 5 - Tensões Normais (σ) nos Pilares do R/C.....	44
Tabela 6 - Tensões de Corte (τ) nos Pilares do R/C.....	45
Tabela 7 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes dos frontais.....	47
Tabela 8 - Comparação dos modos de vibração para o Quarteirão-Tipo definido no caso de estudo base e o Quarteirão-Tipo com rigidez reduzida.....	61
Tabela 9 – Frequências e participação de massa dos principais modos de vibração da Banda Longitudinal de Edifícios.	66
Tabela 10 - Frequências e participação de massa dos principais modos de vibração da Banda Longitudinal de Edifícios.	70
Tabela 11 - Tensões Normais (σ) de Compressão nos Pilares do R/C.....	81
Tabela 12 - Tensões Normais (σ) de Tracção nos Pilares do R/C.....	81
Tabela 13 - Tensões de Corte (τ) nos Pilares do R/C.....	81
Tabela 14 - Tensões Normais (σ) de Compressão nos elementos condicionantes dos frontais do Quarteirão-Tipo e comparação com a análise simplificada.	82
Tabela 15 - Tensões Normais (σ) de Tracção nos elementos condicionantes dos frontais do Quarteirão-Tipo e comparação com a análise simplificada.	82
Tabela 16 - Tensões de Corte (τ) nos montantes condicionantes dos frontais do Quarteirão-Tipo e comparação com a análise simplificada.	82
Tabela 17 - Análise Modal da Banda de Edifícios Transversal.	92
Tabela 18 - Tensões Normais (σ) de Compressão nos Pilares do R/C.....	100
Tabela 19 - Tensões Normais (σ) de Tracção nos Pilares do R/C.....	100
Tabela 20 - Tensões de Corte (τ) nos Pilares do R/C.....	100
Tabela 21 - Tensões Normais (σ) de Compressão nos elementos condicionantes dos frontais do Quarteirão-Tipo e comparação com a análise simplificada.	102
Tabela 22 - Tensões Normais (σ) de Tracção nos elementos condicionantes dos frontais do Quarteirão-Tipo e comparação com a análise simplificada.	102
Tabela 23 - Tensões de Corte (τ) nos montantes condicionantes dos frontais do Quarteirão-Tipo e comparação com a análise simplificada.	103
Tabela 24 - Características dinâmicas dos casos de alteração estrutural no Edifício de Gaveto no contexto do Quarteirão: Caso 0 e Caso 1.	112
Tabela 25 - Características dinâmicas dos casos de alteração estrutural no Edifício de Gaveto no contexto do Quarteirão: Caso 2 e Caso 3.	113
Tabela 26 - Tensões Normais (σ) nos Pilares do R/C.....	114

Tabela 27 - Tensões de Corte (τ) nos Pilares do R/C em cada Caso de Estudo.....	114
Tabela 28 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes dos Frontais FX7.....	115
Tabela 29 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes dos Frontais FX12.....	116
Tabela 30 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes dos Frontais FY9.....	116
Tabela 31 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes dos Frontais FY10.....	116
Tabela 32 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes de ligação dos Frontais FX7.....	118
Tabela 33 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes de ligação dos Frontais FX12.....	118
Tabela 34 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes de ligação dos Frontais FY9.....	118
Tabela 35 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes de ligação dos Frontais FY10.....	119
Tabela 36 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes de ligação dos Pavimentos.....	121
Tabela 37 - Tensões Normais nos Pilares do R/C.	141
Tabela 38 - Tensões de Corte nos Pilares do R/C.	141
Tabela 39 - Tensões Normais e de Corte nos elementos condicionantes de quatro frontais...	142
Tabela 40 - Tensões Normais nos Pilares do R/C.	145
Tabela 41 - Tensões de Corte nos Pilares do R/C.	145
Tabela 42 - Tensões Normais e de Corte nos elementos condicionantes dos frontais dispostos segundo a maior dimensão em planta da banda de edifícios.....	146
Tabela 43 - Tensões Normais e de Corte nos elementos condicionantes dos frontais dispostos segundo a menor dimensão em planta da banda de edifícios.	146
Tabela 44 - Tensões Normais nos Pilares do R/C.	149
Tabela 45 - Tensões de Corte nos Pilares do R/C.	149
Tabela 46 - Tensões Normais e Tangenciais nos elementos condicionantes de quatro frontais.	150

1. INTRODUÇÃO

1.1. APRESENTAÇÃO

O Terramoto de 1 de Novembro de 1755, conhecido na história como o Terramoto de Lisboa, constitui ainda hoje um marco no estudo da sismicidade do território continental nacional. Este fenómeno culminou na devastação da cidade de Lisboa, associado ao tsunami e aos múltiplos incêndios que assolaram as zonas junto ao Tejo.

Após o abalo, desenvolveu-se um detalhado plano de reconstrução da cidade, consciente dos efeitos do sismo sobre os edifícios e atendendo a medidas preventivas para minoração do risco perante uma nova catástrofe. A Reconstrução Pombalina, em homenagem ao seu mentor, integrou um novo traçado urbano que em muito contrasta com a organização da cidade medieval, erguida em função das necessidades e da topografia da própria cidade.

Trata-se de uma época marcada pela regularidade construtiva, de técnicas e materiais, que permitiram uma reconstrução racional e expedita. A nova cidade foi crescendo em conjunto, os edifícios eram dispostos em quarteirões onde era comum a partilha de paredes de empena com os edifícios adjacentes. A concepção dos edifícios foi fortemente condicionada por preocupações com o comportamento sísmico. Aparentemente construídos em alvenaria, compreendem uma estrutura tridimensional de madeira no seu interior com capacidade de absorver parte das acções e deslocamentos impostos quando da ocorrência de um sismo.

Algumas estruturas antigas de alvenaria, que sobreviveram até aos dias de hoje, entre as quais os edifícios Pombalinos, constituem uma parte integrante do património técnico-cultural que urge em ser preservado, não apenas por questões históricas, mas também pela segurança dos edifícios que permanecem em funcionamento. O actual estado de conservação é preocupante, pela falta de manutenção e pela implementação de alterações estruturais que acompanham as necessidades de ocupação.

Desde os finais do século XX, têm vindo a ser desenvolvidos alguns trabalhos de avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios da Baixa Pombalina. Com a evocação dos 250 anos sobre o Terramoto de 1755 e a antevisão das potenciais consequências de futuros sismos em Portugal, surge a preocupação e a necessidade de uma intervenção consciente e fundamentada que garanta a efectiva salvaguarda da vida humana e do edificado construído.

1.2. OBJECTIVOS E FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE

Na sua essência este trabalho tem como principal objectivo avaliar o comportamento sísmico de um Quarteirão Pombalino representativo da configuração original proposta nos planos de reconstrução da cidade de Lisboa.

Em 2009, Oliveira concebeu um modelo numérico de um quarteirão do que se considera ser a génese das construções pombalinas – o Quarteirão-Tipo. A forma do quarteirão e a estrutura dos edifícios foram baseados em informações recolhidas em bibliografia da especialidade e em resultado de inspecções especiais e ensaios em edifícios da Baixa Pombalina. Com base no modelo do Quarteirão-Tipo analisou o comportamento do conjunto sob a acção sísmica regulamentar definida no Regulamento de Segurança e Acções (RSA, 1983), recorrendo a uma análise dinâmica modal por espectro de resposta.

Em resultado da caracterização dinâmica, verificou que na realidade não existe uma unidade estrutural única no quarteirão, como existe, por exemplo, na análise isolada dos edifícios. Observou-se, em contrapartida, a deformação de bandas inteiras do quarteirão, nos modos de frequências mais baixas, enquanto que os deslocamentos na direcção perpendicular, no plano das paredes de empena, são muito reduzidos. Concluiu-se que esse comportamento se deve principalmente à falta de rigidez dos pavimentos de madeira, contribuindo para a distorção no plano horizontal, em contraste com a elevada rigidez das paredes de alvenaria das empenas no seu próprio plano e ao contraventamento conferido pelas paredes de frontal.

Esta constatação suporta a possibilidade de analisar os quarteirões pombalinos através da combinação de bandas de edifícios da estrutura global evidenciado, de igual modo, a influência da ligação e interacção estrutural entre os edifícios, permitindo, assim o recurso a modelos de análise mais simples.

Neste sentido, procedeu-se à avaliação do comportamento dinâmico de uma banda de edifícios segundo a maior direcção em planta do quarteirão e à análise dos edifícios interiores dessa banda, isoladamente, na direcção perpendicular. Em complemento, verificou-se a possibilidade de avaliar o comportamento do edifício de gaveto através da conjugação da banda longitudinal de edifícios com a banda transversal constituída pelos dois edifícios de extremidade.

Oliveira (2009) procedeu à verificação de segurança do Quarteirão-Tipo com base na acção sísmica do RSA (1983). Neste momento, há todo o interesse em proceder à análise simplificada do Quarteirão-Tipo por meio de Bandas de Edifícios de acordo com a nova regulamentação dos Eurocódigos. Nesse sentido, este trabalho contempla igualmente a avaliação sísmica do Quarteirão-Tipo de acordo com o Eurocódigo 8 (EC8-1, 2009), permitindo assim uma base comum à comparação e interpretação dos resultados dos modelos simplificados das bandas.

Para a correcta avaliação da vulnerabilidade sísmica destes edifícios, foram implementadas e analisadas algumas das intervenções estruturais mais comuns na Baixa Pombalina. A título de exemplo, pretende-se avaliar a influência do aumento do número de pisos, a eliminação de paredes interiores para ampliação de divisões e a remoção de pilares na fachada dos edifícios para a abertura de montras de comércio ao nível dos pisos térreos.

1.3. METODOLOGIA DE ESTUDO

Associado à avaliação da segurança de estruturas antigas advêm um conjunto de indefinições decorrentes do desconhecimento do comportamento estrutural, materiais e técnicas construtivas. De acordo com o Documento “Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitectónico” (ICOMOS, 2004), a especificidade das estruturas e a sua história complexa requerem a organização de uma metodologia em fases semelhantes às empregues em Medicina, nomeadamente, anamnese, diagnóstico, terapia e controlo.

Conciliando a análise qualitativa e quantitativa, propõe-se a seguinte metodologia de estudo:

Capítulo 2 – Recolha e Análise Histórica, numa descrição da génese e principais especificidades da reconstrução pombalina;

Capítulo 3 – Caracterização do Quarteirão Pombalino Tipo, o qual reúne as características geométricas e mecânicas da estrutura considerados na bibliografia da especialidade;

Capítulo 4 – Estabelecimento de Modelos Estruturais, no qual se contemplam os critérios adoptados na modelação de base, a definição dos casos de estudo e metodologia de avaliação de segurança à acção sísmica a desenvolver nos capítulos seguintes;

Capítulo 5 – Caso de Estudo Base: Quarteirão-Tipo, onde se apresenta a avaliação de segurança do Modelo de Base e análises complementares relacionadas com opções regulamentares, nomeadamente a influência da redução da intensidade da acção sísmica e a redução da rigidez da alvenaria;

Capítulo 6 – Caso de Estudo: Banda Longitudinal de Edifícios combinado com Edifício do Interior da Banda, o qual compreende a combinação direccionada de resultados tendo em foco o Edifício Interior da Banda;

Capítulo 7 – Caso de Estudo: Banda Longitudinal de Edifícios combinado com Banda Transversal de Edifícios, em paralelo ao Capítulo 6, no qual se desenvolve a combinação direccionada de resultados, agora focando o Edifício de Gaveto;

Capítulo 8 – Caso de Estudo: Alterações Estruturais, com a implementação isolada das principais alterações estruturais, procede-se à caracterização do efeito no quarteirão;

Capítulo 9 – Considerações Finais, para a apresentação das últimas considerações.

2. RECOLHA E ANÁLISE HISTÓRICA

O estudo de edifícios antigos deverá ser acompanhado de um levantamento histórico que permita datar a estrutura, analisar a sua trajectória, alterações e outras intervenções sofridas no tempo, para uma melhor compreensão do seu estado actual. O conhecimento das técnicas de construção tradicionais e características dos materiais usados constituem aspectos fundamentais para a interpretação do comportamento estrutural do edificado.

“A construção pombalina, ou seja, aquela que resultou do esforço de reconstrução que se seguiu ao grande sismo de 1 de Novembro de 1755, representa o sistema construtivo mais aperfeiçoado e original que alguma vez se utilizou num País que não é conhecido pelos seus avanços na inovação tecnológica” (Appleton, 2003a).

2.1. O TERRAMOTO DE 1755

Na manhã do dia 1 de Novembro de 1755, dia de Todos os Santos, registou-se em Portugal um violento sismo que destruiu, quase por completo, a zona ribeirinha da cidade de Lisboa, parte da zona costeira até Setúbal, assim como a região do Algarve.

Após o terror do primeiro abalo, sucederam-se várias réplicas, tão fortes como o anterior e que levaram à elevação do nível das águas. O mar entrou terra adentro ao mesmo tempo que um incêndio de enormes proporções arrasou todo o centro da cidade de Lisboa. Ruíram importantes edifícios, como o Teatro da Ópera, o Palácio do Duque de Cadaval, o Palácio Real e o Arquivo da Torre do Tombo. Ao todo, terão sido destruídos cerca de 10000 edifícios e terão morrido entre 12000 a 15000 pessoas. A Figura 1 apresenta uma gravura da época que evidencia o grau de destruição provocado na cidade de Lisboa.



Figura 1 - Gravura da época evidenciando a destruição na cidade de Lisboa (SPES).

Considerado por muitos especialistas como um dos maiores sismos históricos, o mecanismo tectónico que esteve na origem do fenómeno não é conhecido com detalhe. Ao longo do tempo foram equacionadas possíveis localizações para o epicentro deste abalo sísmico, com divergências de centenas de quilómetros. Existindo unanimidade quanto à origem atlântica do epicentro, avança-se a hipótese da fractura localizada no Banco de Gorringe (estrutura tectónica a SW do Cabo de S. Vicente; Ravara e Oliveira, 1973).

A par da destruição, o Terramoto de 1755 desencadeou um “conjunto de reacções do maior interesse na perspectiva histórica do conhecimento científico, da reflexão filosófica e moral e da estruturação de medidas mitigadoras em situação de crise” (Almeida, 2003).

2.2. RECONSTRUÇÃO POMBALINA

Após a catástrofe, Sebastião José de Carvalho e Melo, o então Secretário de Estado dos Negócios Estrangeiros e da Guerra do reinado do Rei D. José, e futuro Marquês de Pombal, emergiu como figura de destaque na gestão da calamidade que assolou Lisboa. Reuniu um conjunto distinto de engenheiros militares, liderados por Manuel da Maia, que se encarregaram de delinear planos estratégicos para resolver prontamente os problemas de habitação e salubridade da cidade.

Por decisão política e cultural, a reconstrução concentrou-se no preciso local onde a cidade se arruinara, revogando a outras localizações mais favoráveis. A zona de intervenção encontra-se rodeada por três colinas e a sul pelo rio Tejo, localizando-se no coração da baixa de Lisboa.

A Administração Pública intercedeu directamente na resolução de questões fundiárias e na divisão da propriedade imobiliária, decretando a demolição dos edifícios que se encontravam arruinados ou descontextualizados com as intenções reformistas (Rossa, 2004). Foram proibidas quaisquer obras de iniciativa particular, obrigando os proprietários a seguir um plano de reconstrução geral, desenvolvido pelos engenheiros militares Eugénio dos Santos e Carlos Mardel.

A cidade medieval de ruas estreitas deu lugar a uma malha urbana rectilínea, seguindo as correntes iluministas da época (Figura 2). O traçado ortogonal dos arruamentos contemplava o novo e regularizado Terreiro do Paço, agora sem Palácio Real, mas recebendo os vários ministérios e um arco de triunfo, construído apenas no século XIX, convertendo a Praça do Comércio na Praça do Poder. A Rua do Ouro, Rua Augusta e Rua da Prata constituem o grupo das três ruas mais nobres da cidade, permitindo a ligação entre a Praça do Comércio e o Rossio, que ganha o papel de fórum da cidade.

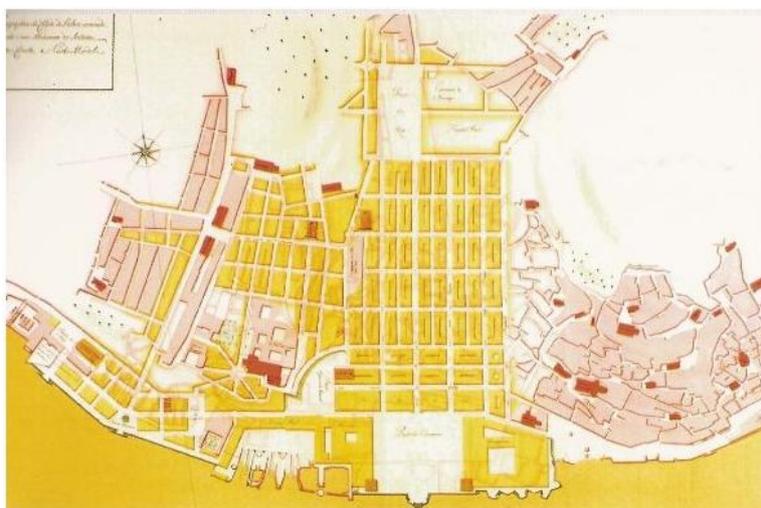


Figura 2 - Plano da Baixa Pombalina, por Eugénio dos Santos, Carlos Mardel e E. S. Pope. Museu da Cidade (Pena, 2008).

A (re)construção seguiu princípios de austeridade, em respeito com a dimensão das perdas materiais e humanas. O plano adoptado compreendia um conjunto de técnicas e metodologias construtivas baseadas em conceitos de racionalização e normalização, que visavam a reconstrução da cidade de forma sólida e expedita.

As ruas teriam 60 palmos de largura (cerca de 13,2 m), sendo 10 palmos (2,2 m) de cada lado destinados a passeios (Appleton, 2008). Os edifícios seriam dispostos em quarteirões uniformes, com logradouro interior, sem descontinuidades estruturais ou assimetrias volumétricas. As dimensões dos quarteirões variavam de acordo com o tipo de ocupação, distinguindo-se entre quarteirões “habitacionais” com dimensões médias de 70 x 27 m² e os quarteirões dos “tribunais” com dimensões médias de 59 x 33 m² (Cóias, 2007).

Na origem desta regularidade surge o Edifício Pombalino, arquitectado com base nos conhecimentos construtivos da época e na análise empírica dos edifícios que resistiram ao terramoto.

2.3. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A concepção estrutural dos Edifícios Pombalinos resultou, em parte, da inspecção e análise dos edifícios que resistiram ao Terramoto de 1755. Deslindado o comportamento destas estruturas, introduziram-se melhoramentos nos pontos fracos identificados, incluindo cuidadosos trabalhos de cantaria e marcenaria no entalhe e encaixe, para a eficaz interligação dos elementos de madeira.

A norma estabelecia uma hierarquia de fachadas, seguindo uma geometria simples e repetitiva, não ultrapassando os quatro pisos em altura (Figura 3). O piso térreo, destinado a lojas e

comércio, eleva-se entre 3,5 e 3,75 m. O 1º piso constituía a zona nobre de habitação, enquanto que os últimos pisos, de menor pé-direito eram destinados a arrendamento. As escadas de acesso aos pisos superiores desenvolviam-se em dois lanços de degraus e patamares intermédios. Situavam-se próximo do centro do edifício, permitindo a disposição de dois fogos por piso e o estabelecimento de uma certa simetria estrutural.

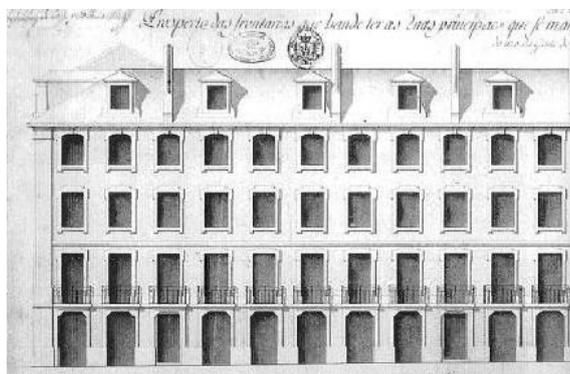
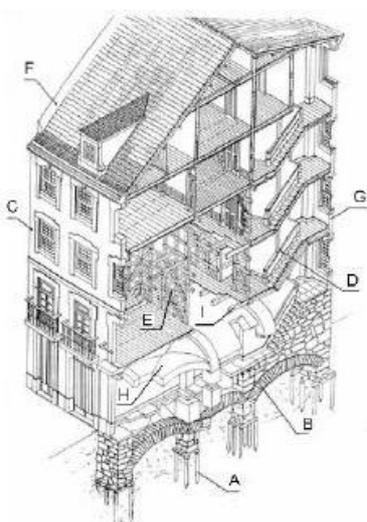


Figura 3 - Fachada-tipo do plano de reconstrução de Eugénio dos Santos (Santos, 2000).

Na Figura 4 apresenta-se uma ilustração da concepção arquitectónica geral dos Edifícios Pombalinos, com a disposição em alçado dos elementos resistentes característicos. Estes edifícios não constituem unidades independentes entre si, dado que partilham as paredes de empena com os edifícios adjacentes, vulgarmente designadas por paredes “meeiras”. A estas paredes então ligados os pavimentos de madeira, as paredes de frontal e as paredes de tabique que constituem o esqueleto de cada edifício.



- A – Fundações sobre pequenas estacas de madeira que consolidam os solos de aterro
- B – Arcos para consolidação das fundações
- C – Fachadas exteriores em alvenaria de qualidade
- D – Escadas colocadas de forma simétrica, criando esquerdo/direito, separadas por parede de alvenaria no piso térreo e de frontal nos pisos superiores
- E – Parede de frontal, onde se ilustra o seu esqueleto treliçado em madeira
- F – Paredes de empena estendidas até à cobertura, com função corta-fogo
- G – Parede do saguão, em alvenaria
- H – Arcos e abóbadas que constituem os tectos do piso térreo
- I – Barrotes de pavimento, em geral perpendiculares à fachada mais longa unidos com tábuas de soalho pregada

Figura 4 - Arquitectura de um edifício pombalino - disposição em alçado dos elementos resistentes (Mascarenhas, 2005).

Os edifícios da Baixa Pombalina foram edificados em terrenos de natureza aluvionar branda, de espessura variável, sobre os quais existe um estrato de aterro constituído, em grande parte, pelos escombros das construções anteriores ao terramoto. De forma a consolidar os terrenos de fundação, optou-se pela cravação de estacas de madeira de pequeno diâmetro e comprimento variável (entre 1 e 6 m), não atingindo, contudo, os estratos firmes inferiores (Appleton, 2003). No topo da estacaria de madeira assentam grelhas de toros de madeira, localizadas um pouco abaixo do nível térreo, sobre as quais se executava a estrutura resistente do edifício. Geralmente, optava-se pela execução de arcos de alvenaria de pedra, para transmitir as cargas da superestrutura à fundação, garantindo a adequada e uniforme distribuição das tensões no solo (Silva, 2007).

A estrutura do piso térreo era composta por paredes maciças e pilares ligados entre si por um sistema de arcos de pedra aparelhada com função de vigamento. Nos casos mais elaborados introduziram-se espessos arcos quadripartidos ou abóbadas constituídos por alvenaria de blocos cerâmicos regulares (Figura 5).



Figura 5 – Exemplo de Arcos e Abóbadas (Pena, 2008; Arquivo Fotográfico)

As paredes de fachada eram construídas em alvenaria de melhor qualidade, enquanto as empenas entre edifícios e os paramentos interiores eram construídos em alvenaria de taipal, caracterizada por pedra irregular argamassada. Na constituição destas paredes podem encontrar-se elementos cerâmicos aproveitados dos escombros das construções anteriores.

A espessura das paredes de fachada diminui à medida que aumenta a distância ao solo, desde 0,90 m na base até 0,75 m ao nível da cobertura, reduzindo-se cerca de 5 cm entre cada andar. Sob as janelas, as paredes são menos espessas permitindo assim assomar ao exterior. As paredes de empena são mais esbeltas, com espessuras entre os 0,75 e os 0,50 m (Oliveira, 2009).

Em diversos casos, foram posteriormente construídos edifícios em espaços existentes no quarteirão, partilhando as paredes de empena com os edifícios adjacentes. Pelo desfasamento construtivo, acrescia a dificuldade de embricamento entre blocos de pedra na ligação entre as paredes de fachada e de empena. Assim, nas zonas de ligação entre paredes de alvenaria

foram, provavelmente, empregues elementos de alvenaria de pior qualidade e menor espessura pela dificuldade na execução.

Todas as paredes prolongavam-se até à cobertura, com excepção das paredes da caixa de escadas, em geral, substituídas por paredes de frontal a partir do 1º Andar. As paredes de empena que estabelecem a separação entre edifícios preveniam a proliferação de incêndios, já que se estendem desde a base até à cobertura sem qualquer abertura. A construção integral do piso térreo com elementos de alvenaria pretende, do mesmo modo, evitar a propagação de possíveis incêndios aos pisos superiores, criando-se, ainda, um isolamento à capilaridade da água e humidades provenientes do solo, que pudessem degradar a estrutura de madeira interior.

A estrutura dos edifícios acima do 1º Andar baseia-se na combinação de paredes de frontal flexíveis e leves com a rigidez e fragilidade dos panos de alvenaria. As paredes de frontal compreendem uma estrutura porticada de madeira em forma de Cruz de Santo André, encontrando-se, no entanto, diferentes disposições para os elementos de madeira que constituem a parede (montantes, travessas e diagonais; Figura 6).

A ligação entre os componentes da estrutura de madeira realizava-se por assemblagem ou por entalhe das peças, permitindo o seu encaixe e pregagem. Os espaços entre os elementos de madeira eram preenchidos com alvenaria irregular argamassada, posteriormente rebocada em ambas as faces, atingindo-se espessuras entre os 15 e os 22 cm. Estas estruturas eram dispostas nas duas direcções principais do edifício, intersectando-se e partilhando elementos, formando uma malha ortogonal com continuidade nos pisos superiores.

Na estrutura interna destacam-se ainda as paredes de tabique, executadas com ripas de madeira pregadas a barrotos verticais (Figura 6). O fasquiado de madeira era rebocado em ambos os lados, distinguindo-se das paredes de frontal pela espessura substancialmente menor (10 a 12 cm). Estas paredes eram usadas essencialmente na compartimentação do espaço.

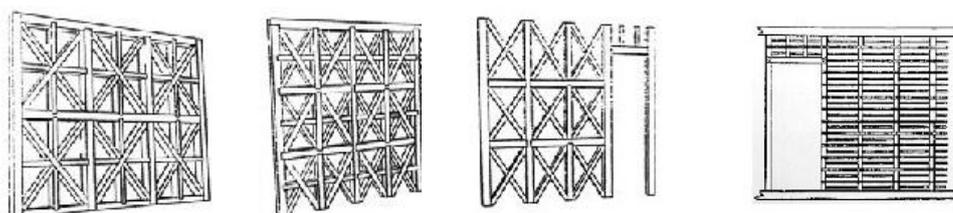


Figura 6 - Três disposições de paredes de frontal (Cóias, 2006) e parede de tabique (Santos, 2000).

Os revestimentos de piso eram predominantemente em madeira, com excepção do piso térreo e de certos pavimentos sobre estruturas abóbadas, em que se observa com frequência o recurso a lajedos de pedra, ou a revestimentos de tijoleira e ladrilhos cerâmicos. Os revestimentos de madeira eram habitualmente constituídos por tábuas de soalho, colocadas

lado a lado, sobre vigamentos de madeira (barrotes) dispostos perpendicularmente às fachadas principais.

As paredes interiores e os pavimentos eram ligados às paredes de alvenaria através de elementos de madeira – designados por frechal e contra-frechal - embutidos nas paredes de fachada e empena, em todos os pisos acima do rés-do-chão. Estas vigas interiores permitiam executar os pontos de ligação dos barrotes de pavimento e dos elementos das paredes de frontal através de poleias metálicas, ou por simples encaixe endentado (Appleton, 2003a).

As construções pombalinas foram concebidas para funcionar como um todo. A estrutura interior composta pelas paredes de frontal e paredes de tabique, em conjunto com os pavimentos, promovem o contraventamento das paredes exteriores de alvenaria. Os paramentos em alvenaria do piso térreo estabelecem a ligação e o encaminhamento das cargas à fundação.

A estrutura tridimensional de madeira, denominada Gaiola Pombalina (Figura 7), desempenha um papel fundamental na distribuição das acções horizontais e na dissipação da energia sísmica (Cardoso, 2002). Os pavimentos constituem um elemento resistente adicional às acções horizontais. Contudo, é de referir a fraca resistência dos pavimentos à distorção no plano horizontal, atendendo ao número reduzido de fixações entre o vigamento e as tábuas de soalho que o travam.

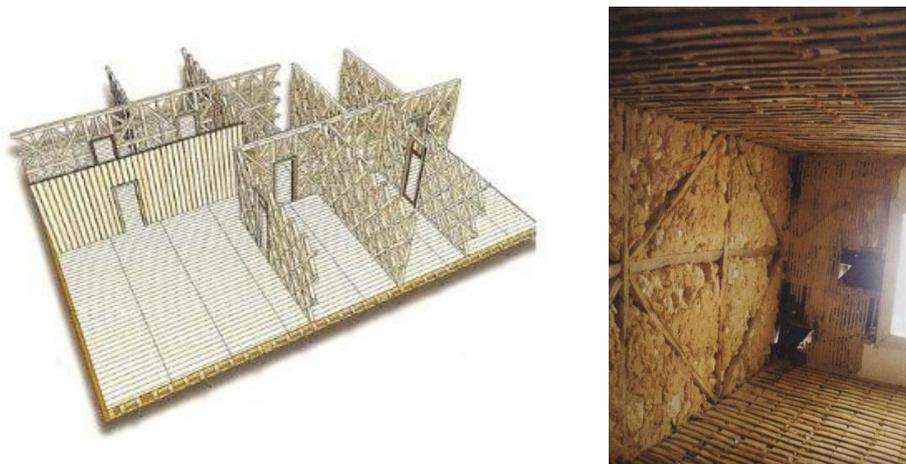


Figura 7 – Esquema da distribuição das paredes de frontal e de tabique (Appleton, 2003a) e fotografia do interior de um Edifício Pombalino (Lopes *et al.*, 2008).

Atendendo à transição entre o piso térreo, integralmente construído em alvenaria de pedra e a estrutura de gaiola pombalina característica dos pisos superiores, existe uma variação significativa da rigidez do edifício a este nível, que deverá ser considerada na análise do comportamento deste tipo de edifícios para a acção sísmica.

A cobertura foi alvo de alterações conceptuais ao longo do tempo. Originalmente, foi idealizada com duas águas, dotada de janelas salientes da cobertura, denominadas trapeiras ou águas furtadas. As paredes e elementos das janelas eram executados em cantaria e o espaço era

dividido interiormente pelas asnas de cobertura em madeira e pelas paredes de empena que se prolongavam desde o piso térreo.

2.4. INOVAÇÃO NO SÉCULO XVIII

O período que se seguiu ao Terramoto de 1755 constitui um marco importante na história da Engenharia Sísmica e da Sismologia. A reconstrução pombalina resultou de uma ampla reflexão sobre os efeitos do sismo e as formas de prevenção para minorar os seus efeitos.

A característica fundamental da concepção pombalina está directamente relacionada com a simetria e regularidade estrutural. A disposição dos edifícios em quarteirões, a limitação do número de pisos, a partilha de paredes meiras, as semelhanças estruturais entre os edifícios do mesmo quarteirão, consubstancia um conjunto de aspectos de enorme vantagem na resistência sísmica.

A implementação do sistema da Gaiola Pombalina, pretendia conferir aos edifícios a necessária resistência a forças horizontais. Perante um fenómeno sísmico intenso, esta estrutura deveria garantir a salvaguarda de pessoas e bens no interior do edifício, mesmo com o destacamento e queda da alvenaria das fachadas, conforme o representado na Figura 8.

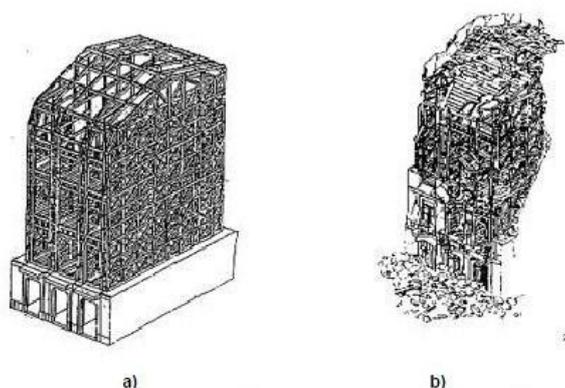


Figura 8 - a) Estrutura tridimensional de madeira da gaiola no interior dos edifícios de alvenaria. b) Previsão dos danos no edifício contendo a gaiola tridimensional após a acção do sismo - destacamento das fachadas sem colapso do interior. Concepção dos edifícios pombalinos (Mascarenhas, 2005).

O mecanismo de colapso requerido no projecto original merece, no entanto, algumas reservas, quanto à aplicação em edifícios com mais do que um andar, constituindo no entanto uma concepção notória (Mascarenhas, 2005). Importa ainda destacar a preocupação devotada à redução do risco de incêndio, protegendo os elementos de madeira com alvenarias e o recurso a paredes de empena que se prolongavam até à cobertura sem aberturas, criando um sistema de paredes “corta-fogo”.

Contemporâneos da época criticavam e depreciavam continuamente a regularidade ditada pela arquitectura pombalina. Fruto da racionalização proveniente dos ideais Iluministas de Marquês

situação identificável pelo contraste com os andares superiores. Como este, há inúmeros exemplos na Baixa Pombalina, associados à utilização comercial dos pisos térreos.



Figura 10 - Exemplo do aumento do número de pisos (Rua dos Fanqueiros, Arquivo Fotográfico).



Figura 11 - Exemplo de interrupção de elementos verticais resistentes (Rua Augusta, Arquivo Fotográfico).

A supressão ou interrupção do sistema estrutural na base origina a formação de *soft-storeys* artificiais, antevendo-se, em geral, um pior comportamento das estruturas para as acções horizontais. “Este é o tipo de irregularidade estrutural que a observação de sismos do passado mostra ser bastante nocivo, em particular quando os elementos verticais interrompidos são elementos de grande rigidez e resistência” (Lopes *et al.*, 2008). Esta situação é o equivalente a suprimir um pilar, que resistiria também às acções horizontais, aumentando, assim, a solicitação dos elementos verticais adjacentes.

É, ainda, frequente encontrar alterações ao nível das paredes de frontal ou a opção pela sua integral remoção e consequente substituição por vigas e pilares metálicos. Estas intervenções são essencialmente motivadas pela alteração de funcionalidade dos espaços e a necessidade de ampliação das divisões. No entanto, a eliminação destes alinhamentos de frontal compreende a interrupção da estrutura tridimensional da gaiola, com consequente diminuição da rigidez e da resistência nesse nível e a introdução de importantes descontinuidades na estrutura. Consoante a orientação do alinhamento, a sua remoção também pode comprometer

o apoio das paredes de alvenaria exteriores, aumentando, conseqüentemente, os deslocamentos horizontais das fachadas para fora do seu plano e a vulnerabilidade dos edifícios à acção sísmica. Registam-se ainda casos de abertura de vãos nas paredes meirãs para estabelecer a comunicação entre edifícios, comprometendo a resistência de elementos fundamentais na absorção das acções sísmicas.

Um caso particular de intervenção nas paredes de frontal consiste na redução de secção dos elementos de madeira, por exemplo com a interrupção das diagonais para introdução de instalações prediais básicas. No entanto, atendendo que o efeito de contraventamento dos frontais é assegurado por estes elementos, a redução das suas secções implica na fragilização da estrutura.

Parte integrante das intervenções estruturais referidas recorre à introdução de elementos de betão armado ou aço, em substituição dos elementos resistentes originais, inserindo na estrutura significativas variações de rigidez e de massa. São variados os casos de substituição dos pavimentos de madeira por lajes de betão armado ou soluções mistas, que apresentam comportamento de diafragma rígido, contrastando com a flexibilidade da restante estrutura interior. Outros casos de intervenção culminam com a reconstrução integral do interior dos edifícios em betão armado, criando pontos de enorme rigidez no quarteirão.

3. CARACTERIZAÇÃO DO QUARTEIRÃO TIPO

O estudo e avaliação da capacidade resistente das estruturas apresentam dificuldades óbvias relativas ao desconhecimento em profundidade do elemento construído, a par das dúvidas quanto ao estado de conservação dos materiais. O levantamento geométrico constitui um dos passos fundamentais para a compreensão do comportamento estrutural e, em contrapartida, a caracterização mecânica torna-se essencial para posteriormente proceder à verificação da segurança dos elementos estruturais de forma fidedigna (Lopes *et al.*, 2008; Costa, 2010).

3.1. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA

Nos casos em que se tem acesso às plantas originais do edifício, é recorrente verificar que, na maioria dos casos, o projecto traçado não corresponde ao que efectivamente foi construído, pelo que se afigura fundamental inspeccionar a obra real. A geometria dos Edifícios Pombalinos conheceu diversas variantes, identificadas em múltiplas edificações inspeccionadas ao longo dos últimos anos.

A volumetria inicialmente estabelecida apontava para a construção de edifícios de três pisos elevados, posteriormente alterada com a definição da cércea a 45º e a limitação à altura dos edifícios do Terreiro do Paço. Definiu-se, por último, que os edifícios seriam constituídos por lojas, ao nível do piso térreo, três pisos de habitação e águas furtadas.

Existem diversos desenhos da época referentes à geometria da fachada dos edifícios (Subcapítulo 2.3 - Figura 3). No entanto, poucos são os registos relativamente à disposição interior dos elementos resistentes. De acordo com os levantamentos efectuados na Baixa Pombalina, constata-se que os interiores variam de edifício para edifício, apontando-se por hipótese, o resultado da vontade dos proprietários e do construtor.

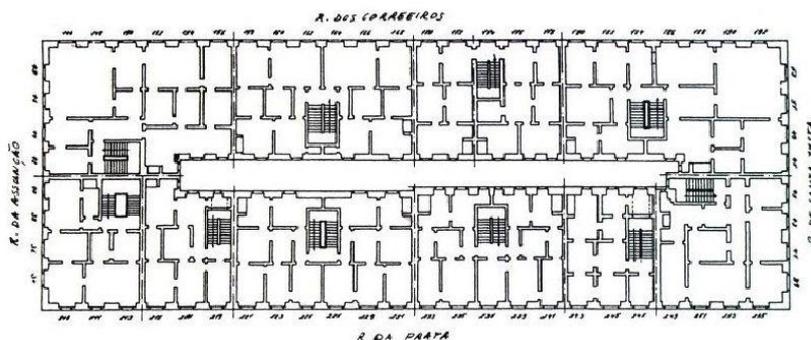


Figura 12 - Planta do piso nobre de um Quarteirão da Baixa Pombalina (Mascarenhas, 2005).

A Figura 12 representa a planta do piso nobre de um quarteirão da Baixa Pombalina (Mascarenhas, 2005) evidenciando, a título de exemplo, a variabilidade da compartimentação interior e da disposição das escadas. Regista-se, no entanto, a tendência de simetria e uniformidade estrutural das edificações.

A caracterização geométrica dos elementos estruturais e não estruturais, incluindo o estabelecimento das ligações, interconexões ou continuidades estruturais compreende a base para a formulação do modelo de análise estrutural. O Quarteirão Pombalino estudado neste trabalho pretende representar de forma fidedigna o que se entende ser a concepção original definida por Eugénio dos Santos e Carlos Mardel, no século XVIII. No entanto, e fazendo referência, “*não resta um quarteirão intacto e os edifícios inteiramente originais desapareceram lentamente, um a um, bem defronte dos nossos olhos*” (Appleton, 2003a).

Neste sentido, Oliveira (2009), no âmbito da Dissertação “*Avaliação Sísmica de um Quarteirão Pombalino*”, desenvolveu um modelo numérico computacional de um Quarteirão-Tipo, tendo por base projectos de arquitectura de edifícios reais da Baixa Pombalina, dados retirados da observação directa no decorrer de obras de intervenção em Edifícios Pombalinos e de ensaios de rotura realizados por amostragem divulgados em publicações da especialidade.

O Quarteirão-Tipo resultou da reprodução simétrica de um conjunto de três edifícios tipo segundo dois eixos ortogonais, recriando um quarteirão de geometria rectangular com logradouro interior. As plantas do piso térreo e dos pisos correntes foram baseadas na adaptação geométrica do Edifício do BCP, situado na Rua Augusta (Figura 13 a Figura 15).

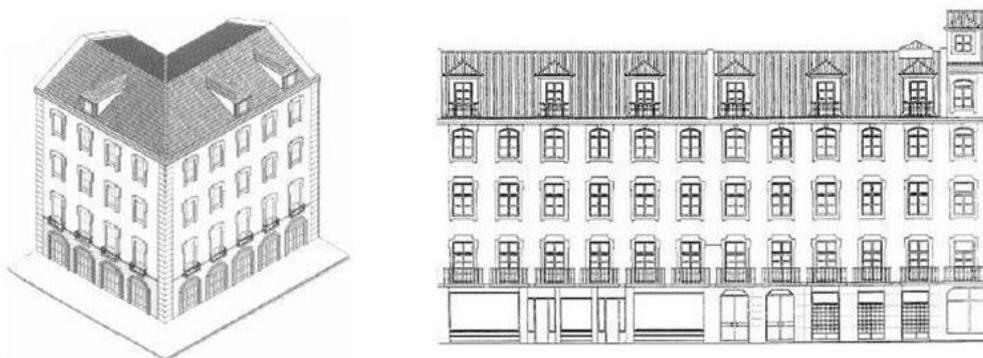


Figura 13 - a) Maquete de ¼ de Quarteirão Pombalino (Appleton, 2003a); b) Alçado actual do Edifício do BCP na Rua Augusta que serviu de edifício modelo (Oliveira, 2009).

Considerou-se que a hipótese de simetria adoptada é razoável tendo em conta a “*ortogonalidade e a regularidade arquitectónica seguida na (re)construção da Baixa*” (Oliveira, 2009). O Quarteirão-Tipo compreende assim, 12 edifícios habitacionais com 4 pisos, de pé-direito decrescente em altura e cobertura de águas furtadas. A dimensão em planta do quarteirão é de 71,2 x 25,4 m². Em relação ao pé-direito destes edifícios, o piso térreo apresenta uma altura de 4 m, o piso nobre 3,5 m e 3 m nos pisos superiores.

Atendendo à variabilidade dimensional dos elementos constituintes, por simplificação do processo, optou-se por considerar um conjunto de dimensões médias, observadas no decorrer de intervenções nestes edifícios e fundamentadas em bibliografia da especialidade. Na Tabela 1 enumeram-se as características geométricas dos vários componentes dos Edifícios Pombalinos, com identificação de partes, elementos e materiais utilizados (Oliveira, 2009).

Tabela 1 – Características geométricas médias dos Edifícios Pombalinos (Oliveira, 2009).

Elemento		Material	Dimensões Médias
Pilares		Alvenaria	0,70 x 0,70 m ²
Paredes Exteriores de Fachada	R/C	Alvenaria	0,90 m
	1º Andar	Alvenaria	0,85 m
	2º Andar	Alvenaria	0,80 m
	3º Andar	Alvenaria	0,75 m
Parapeitos sob janelas 2º e 3º Andar		Alvenaria	0,20 m
Paredes de Empena		Alvenaria	0,70 m
Paredes Interiores	R/C	Alvenaria	0,50 m
Paredes de Frontal	Diagonais	Madeira	0,08 x 0,10 m ²
	Travessas	Madeira	0,10 x 0,10 m ²
	Montantes	Madeira	0,15 x 0,10 m ²
Paredes de Tabique		Madeira	0,15 m
Pavimento	Abóbadas 1º Andar	Alvenaria	0,30 m (espessura média)
	Barrotes 2º e 3º Andar	Madeira	0,12 x 0,16 m ² // 0,50 m
	Sótão	Madeira	0,15 x 0,10 m ² // 0,50 m
Cobertura	Duas águas	Telha Cerâmica	--
	Asnas, madres, varas e ripas	Madeira	--

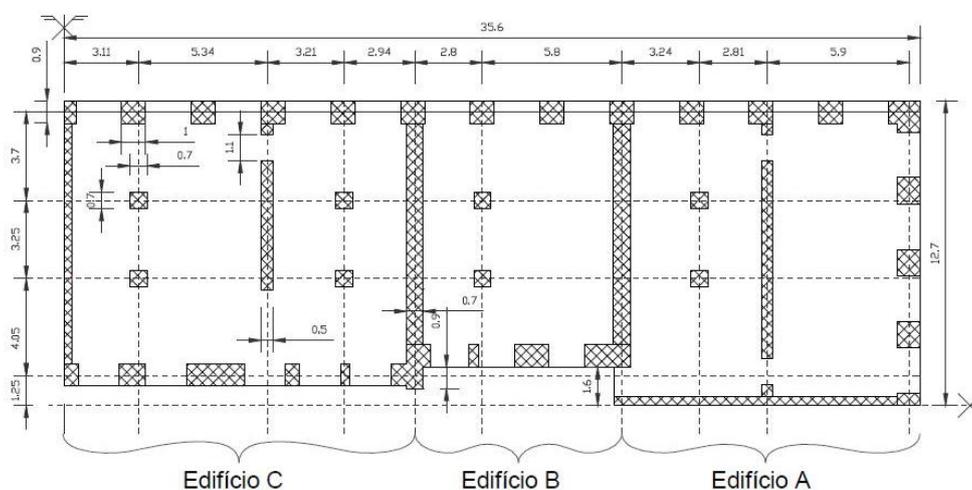


Figura 14 – Planta adaptada, representando ¼ do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009): Piso Térreo (Alvenaria).

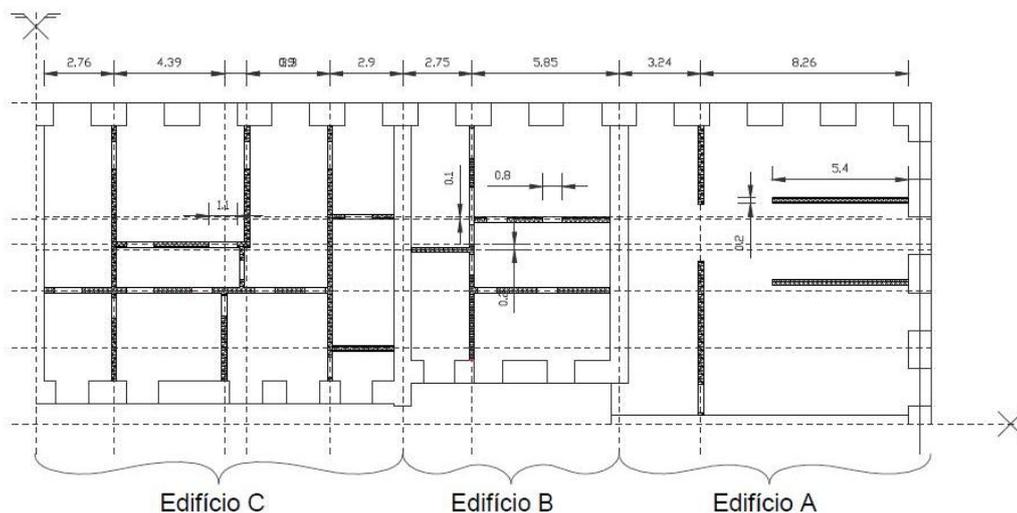


Figura 15 – Planta adaptada, representando $\frac{1}{4}$ do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009): Piso Corrente (Frontais).

3.2. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

O conhecimento dos parâmetros mecânicos dos materiais construtivos é fundamental na compreensão do seu comportamento quando inseridos na estrutura. No entanto, os dados existentes na bibliografia são, por vezes, de aplicação restrita. Nos estudos de levantamento é aconselhável proceder a campanhas de prospecção e a realização de ensaios, de modo a identificar os parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais. Sempre que possível esta avaliação deve socorrer-se de métodos pouco intrusivos de forma a não danificar ainda mais o edifício em causa. Contudo, em estados de degradação avançada, as técnicas intrusivas são muitas vezes mais eficazes.

Nos últimos anos têm vindo a ser promovidas inspeções e ensaios para a caracterização do estado de conservação dos Edifícios Pombalinos. Em 2002, Cardoso compilou um conjunto de técnicas de ensaio e resultados experimentais essenciais para a caracterização dos materiais construtivos, nomeadamente as alvenarias (Cardoso, 2002).

Em 2007, Cóias editou um estudo exaustivo sobre os materiais empregues na construção pombalina, obtidos a partir de ensaios realizados em edifícios em reabilitação ou com autorização para demolição, o que permitiu ensaiar amostras de grandes dimensões. Em resultado, foram propostos valores médios indicativos para o módulo de elasticidade e para a tensão de rotura à compressão das paredes de alvenaria de taipal e das paredes de frontal (Cóias, 2007).

Durante este ano, decorreu uma campanha experimental com o intuito de avaliar o comportamento histerético das paredes de frontal à escala real (Figura 16). Foram realizados ensaios estáticos cíclicos com imposição de deslocamentos horizontais sobre as paredes de

frontal, comprovando a “forte não linearidade na resposta força – deslocamento e uma elevada ductilidade” destes elementos estruturais (Meireles, 2010).



Figura 16 - Fotografia do espécime parede de frontal pronto a ensaiar (Meireles, 2010).

Na Tabela 2 registam-se as características mecânicas e resistentes dos materiais empregues nos Edifícios Pombalinos, empiricamente determinadas. Os valores adoptados foram baseados na bibliografia da especialidade e remontam a um número razoável de testes em materiais e estruturas de madeira e alvenaria de taipal e pedra. Refere-se, no entanto, que os valores indicados encontram-se ajustados ao caso em estudo, salvo generalizações de outro tipo.

A resistência mecânica da alvenaria de taipal é definida em função das condições de rotura dos seus elementos constituintes, resultando a resistência do conjunto, num minorante da resistência das partes (Oliveira, 2009). Refere-se, no entanto, a existência de diferenças apreciáveis na qualidade das alvenarias utilizadas na construção, os valores constantes na bibliografia são indicativos e devem ser avaliados caso a caso.

Quanto à tensão de corte resistente adoptada para a alvenaria de taipal empregue nos elementos de ligação entre paredes perpendiculares, i.e., entre paredes de fachada de diferentes edifícios e entre paredes de fachadas e empena, foi considerada inferior à tensão obtida nos ensaios destrutivos realizados a paredes de taipal. Esta minoração da resistência é suportada pela provável existência de uma superfície plana vertical de fraca resistência na transição entre paredes, decorrente da dificuldade do processo construtivo (Oliveira, 2009).

Considerou-se ainda que a tensão de corte resistente de uma dada secção de alvenaria de pedra regular pode ser definida em função do atrito mobilizado nessa secção, considerando a Lei de Mohr-Coulomb que a relaciona com a tensão de compressão aplicada no elemento, da seguinte forma:

$$\tau_{corte,i} = 0,20 + 0,30 \times \sigma_{c,i} [MPa] \quad (3.1)$$

Em que:

$\tau_{corte,i}$ – Tensão resistente ao corte na secção i;

$\sigma_{c,i}$ - Tensão de compressão existente no elemento e na secção i.

Tabela 2 - Características mecânicas médias dos Edifícios Pombalinos (Oliveira, 2009).

Materiais correntes	Elementos construtivos	Massa volúm. ρ ton/m ³	Peso volúm. γ KN/m ³	Módulo elast. E MPa	Coef. Poisson ν	Resistência média		
						σ compr. MPa	σ tracção MPa	τ corte MPa
Pedra calcário	Pilares	2.2 ⁽²⁾	22 ⁽²⁾	15000	0.2	5 ⁽⁸⁾	0	Var. ⁽⁶⁾
	Varandas de sacada	2.6 ⁽³⁾	26 ⁽³⁾	-	-	-	-	-
	Fachada no R/C	2.2 ⁽³⁾	22 ⁽³⁾	15000	0.2	5 ⁽⁸⁾	0	Var. ⁽⁶⁾
	Arcos interiores, abóbadas	2.2 ⁽³⁾	22 ⁽³⁾	15000	0.2	-	-	-
Alvenaria de Taipal	Fachadas e Empenas	2.2 ⁽¹⁾	22 ⁽¹⁾	1000	0.2	1.3 ⁽⁸⁾	0	0.1
	Elementos de ligação (canto)	2.2 ⁽¹⁾	22 ⁽¹⁾	150	0.2	0.8 ⁽⁸⁾	0	0.01 ⁽¹⁰⁾
Madeira	Frontais	0.7 ⁽²⁾	7 ⁽²⁾	8000	0.2	50 ⁽⁷⁾	0 ⁽⁴⁾	5
	Pavimentos	0.7 ⁽²⁾	7 ⁽²⁾	8000	0.2	50 ⁽⁷⁾	90 ^(9*)	5
	Cobertura	0.7 ⁽²⁾	7 ⁽²⁾	8000	0.2	50 ⁽⁷⁾	90 ^(9*)	5
	Ligação frontal/frechal	0.7 ⁽²⁾	7 ⁽²⁾	8000	0.2	Força arrancamento 10kN ⁽⁵⁾		
Ferro	Poleias	780	77	200x10 ³	0.2	$f_y=170$ ⁽⁷⁾ $f_u=320$		
Cerâmicos	Telhas (cobertura)	0.05	0.45	-	-	-	-	-

(1) Valor considerado para a alvenaria (Cardoso 2002)

(2) Valor considerado para o pinho (Tabelas Técnicas 1998)

(3) Valor considerado para o calcário compacto (Tabelas Técnicas 1998)

(4) Considera-se que as ligações entre as diversas peças não oferecem confiança no que respeita à tracção

(5) Valor considerado para a força de arrancamento das ligações elementos de madeira/fachada – frontais e barrotes de pavimento ligados em bloco às paredes de alvenaria (facultado pela empresa Oz, 2004)

(6) Lei Mohr-Coulomb

(7) Tensão de cedência e de rotura de provetes de ferro forjado ensaiados à tracção (Cóias 2007)

(8) Valor considerado para a resistência à compressão da alvenaria de enxilharia e de taipal (Cóias 2007)

(9) Valor considerado para a resistência da madeira para acções paralelas às fibras (Tabelas Técnicas 1998, Cóias 2007)

(10) Valor considerado para a resistência ao corte dos elementos de ligação entre fachadas de diferentes direcções ou edifícios

(*) Resistência da madeira depende da sua classe de resistência (Tabelas Técnicas 1998).

4. DEFINIÇÃO DE MODELOS ESTRUTURAIS

“A análise estrutural e a verificação da segurança dos edifícios antigos de alvenaria e madeira atinge o máximo de complexidade e exigência quando é dominada pela necessidade de considerar a acção sísmica” (Cóias, 2008).

A essência do problema prende-se com a identificação dos elementos numéricos que descrevam adequadamente a estrutura com toda a sua complexidade. Acresce o facto de os edifícios serem frequentemente objecto de alterações, comprometendo a continuidade estrutural e o equilíbrio inicialmente estabelecido.

O método padrão de avaliação dos efeitos da acção dos sismos na regulamentação portuguesa e na futura regulamentação europeia consiste na análise dinâmica linear tridimensional por espectro de resposta de acelerações. O comportamento não linear das estruturas pode ser quantificado através do recurso a um espectro de resposta de projecto que se obtém dividindo o espectro de resposta elástico pelo coeficiente de comportamento (q).

4.1. MODELAÇÃO DE BASE

4.1.1. SÚMULA DA MODELÇÃO

No contexto do presente trabalho adoptou-se o modelo numérico desenvolvido por Oliveira (2009) no âmbito da Dissertação “*Avaliação Sísmica de um Quarteirão Pombalino*”. À data, foi criado um modelo numérico de um Quarteirão-Tipo, recorrendo ao programa de análise estrutural SAP2000® (2008). A Figura 17 representa uma perspectiva do modelo global do Quarteirão-Tipo criado em SAP2000®, evidenciando a modelação das paredes exteriores, paredes de empena, paredes de frontal e pavimentos.

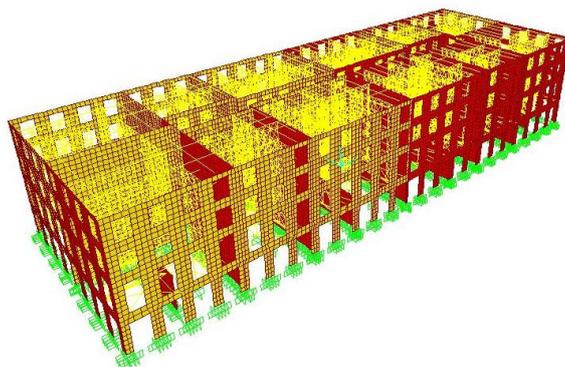


Figura 17 - Perspectiva do modelo global do Quarteirão-Tipo: modelação das paredes exteriores, paredes de empena, paredes de frontal e pavimentos com recurso ao programa SAP2000® (2008; Oliveira, 2009).

Na modelação das paredes de alvenaria foram utilizados elementos finitos bidimensionais de quatro nós com seis graus de liberdade por nó (elementos *shell*). Os elementos de placa que modelam as alvenarias permitem simular deformações no seu plano (distorção) ou para fora deste. Na modelação dos elementos de frontal, arcos do piso térreo e barrotes de pavimento, foram utilizados elementos de barra.

4.1.2. HIPÓTESES ADOPTADAS NA MODELAÇÃO

As hipóteses adoptadas na modelação foram “*fundamentadas no conhecimento das técnicas construtivas destes edifícios, nos materiais e nas dimensões médias dos seus elementos estruturais*” (Oliveira, 2009), apresentadas anteriormente (Capítulo 3).

Como referido, o Quarteirão-Tipo foi arquitectado tendo por base a concepção original dos edifícios da Baixa Pombalina. Neste sentido, o modelo numérico foi calibrado através de informação recolhida em bibliografia da especialidade e em elementos obtidos de ensaios em edifícios pombalinos.

Neste ponto serão, apenas, referidas as hipóteses e simplificações mais importantes consideradas na modelação do Quarteirão-Tipo. Entende-se que os elementos estruturais efectivos identificam-se pela sua presença desde o piso térreo ao topo do quarto piso, incluindo paredes de frontal, fachada, empena, pilares e barrotes de piso. As paredes de tabique e cobertura apenas participam na estrutura em termos de acções verticais, desprezando a contribuição para a resistência global.

Na modelação das paredes de frontal desprezou-se a contribuição da rigidez da alvenaria de enchimento, considerando apenas a gaiola de madeira que constitui os seus painéis. A deficiente ligação entre os elementos do frontal compromete a transmissão de esforços de tracção entre as travessas e as diagonais. Assim, considerou-se um valor inferior para a rigidez do material, com a redução do módulo de elasticidade da madeira para metade.

Ao nível dos pisos, os barrotes de pavimentos foram dispostos perpendicularmente à fachada de maior dimensão. Desprezou-se a rigidez de distorção dos pavimentos, eventualmente conferida pelas tábuas de soalho, considerando-se apenas a ligação intermédia dos barrotes aos frontais. Esta simplificação afasta, portanto, a hipótese de modelar os pisos através de elementos de casca. Por sua vez, as ligações dos frontais e dos barrotes de pavimento às paredes de alvenaria apenas permite a transmissão de esforços de tracção, compressão e esforço transversal.

Os arcos e abóbadas do 1º andar foram modelados através de treliças de barras rígidas que permitem o funcionamento axial das barras, simulando, assim, o efeito de arco ao encaminhar as cargas até à base. As fundações em estacaria foram simuladas por encastramentos

localizados ao nível do piso térreo, contrastando, no entanto, com a natureza aluvionar do solo da Baixa Pombalina.

As acções gravíticas adoptadas no modelo foram aplicadas ao nível dos pisos, como cargas/massas pontuais colocadas nos nós de intersecção dos frontais. A definição do carregamento para cada alinhamento de parede teve em consideração a área de influência desse alinhamento, assim como a orientação das vigas dos pavimentos. Quanto aos elementos de alvenaria, o seu peso próprio foi distribuído nos elementos de placa.

Para uma apreciação mais completa das hipóteses consideradas, sugere-se a consulta do trabalho desenvolvido por Oliveira (2009), nomeadamente o Capítulo 4.

4.1.3. DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES

4.1.3.1. ACÇÕES PERMANENTES

As acções permanentes englobam o peso próprio dos elementos constituintes da estrutura e os revestimentos existentes. As densidades e os pesos indicados foram seleccionados e calculados a partir de elementos existentes na bibliografia da especialidade e em levantamentos de pormenor. Seguidamente indicam-se os valores adoptados.

ELEMENTOS DE ALVENARIA:

Estão englobadas as paredes de fachada, paredes de empenas, paredes divisórias do R/C, paredes de empena da cobertura, pilares e tecto do piso térreo, tendo-se considerado os valores de pesos volúmicos e espessuras já mencionados (Tabela 2). O tecto do piso térreo (arcos e abóbadas) foi calculado a partir de uma espessura média equivalente de 0,30 m, que reúne as irregularidades do piso (0,20 m) e a sobreespessura na zona de ligação a pilares e paredes (0,10 m).

PAVIMENTOS EM MADEIRA:

O peso próprio foi definido a partir de uma densidade que relaciona a percentagem de madeira existente por unidade de superfície (1 m²), distinguindo-se então:

Pavimentos correntes	0,69 kN/m ²
Pavimento do sótão	0,63 kN/m ²

PAREDES DE FRONTAL:

O peso próprio foi definido através de uma densidade que relaciona a percentagem de madeira e de alvenaria de taipal existente por unidade de volume (1 m³) de parede, para 0,20 m de espessura, incluindo 0,025 m de reboco em cada face.

Paredes de frontal	18,50 kN/m ²
--------------------------	-------------------------

PAREDES SECUNDÁRIAS:

Paredes de tabique 1,35 kN/m²

ELEMENTOS ARQUITECTÓNICOS DA COBERTURA E DA FACHADA:

Varandas de sacada ao nível do 1º andar 2,81 kN/m²

Cornijas de remate da cobertura 1,10 kN/m²

Mansardas (cantaria aplicada na fachada) 32,0 kN/m²

COBERTURA:

O peso próprio da cobertura foi definido a partir da densidade obtida pela percentagem de madeira existente por unidade de superfície (1 m²).

Madres e estrutura de suporte das telhas 0,55 kN/m²

Asnas 0,30 kN/m²

Telhas (carga distribuída segundo a inclinação das águas) 0,45 kN/m²

4.1.3.2. ACÇÕES VARIÁVEIS

Considerou-se uma sobrecarga regulamentar para edifícios de habitação, com utilização de carácter colectivo sem concentração especial (categoria A) e aplicável a escritórios (categoria B), de acordo com o Eurocódigo 1 (EC1-1, 2001):

Piso corrente 3,00 kN/m²

Cobertura 3,00 kN/m²

4.1.3.3. ACÇÃO SÍSMICA

Neste trabalho define-se a acção sísmica de acordo com a nova regulamentação europeia (EC8-1, 2009). A escolha do espectro de resposta deste estudo teve, no entanto, por base os parâmetros adoptados por Oliveira (2009) para a análise dinâmica tridimensional do Quarteirão-Tipo, de acordo com os pressupostos do RSA (1983).

O EC8-1 (2009) introduziu diversas melhorias relativamente à regulamentação anterior (RSA, 1983), incluindo a revisão do zonamento sísmico do território nacional, em resultado de estudos recentes de avaliação da perigosidade sísmica ("hazard"). O Anexo Nacional do EC8-1 (NA EC8-1, 2009) contempla, agora, no continente português dois zonamentos diferenciados para caracterizar as acções sísmicas Interplacas (Tipo 1) e Intraplacas (Tipo 2).

A diferenciação entre os níveis de risco que se consideram aceitáveis é estabelecida no EC8-1 (2009) em função da importância das estruturas, através da multiplicação da acção sísmica,

definida para estruturas correntes (como edifícios de habitação e escritórios), por um coeficiente de importância.

Conforme definido no RSA (1983), Oliveira (2009) considerou os seguintes parâmetros para a definição do espectro de resposta de acelerações:

- Zona Sísmica: A ($\alpha=1$);
- Tipo de Terreno: Tipo III;
- Coeficiente de Amortecimento: $\xi = 10\%$;
- Tipo de Sismo: Sismo Interplacas (Tipo 2).

A generalidade dos edifícios da Baixa Pombalina encontram-se fundados em terrenos de natureza aluvionar, constituídos por estratos de aluviões argilo-arenosos, justificando-se, por isso, a escolha de um terreno Tipo III - Solos coerentes moles e muito moles, solos incoerentes soltos (RSA, 1983). Como se trata de uma estrutura de alvenaria, admitiu-se um coeficiente de amortecimento de 10%.

Na análise sísmica efectuada (Oliveira, 2009) apenas foi considerada a acção sísmica do Tipo 2, definida no RSA (1983) como a acção característica do Terramoto de 1755. A escolha adequa-se aos casos em que as frequências dos modos com maior participação de massa sejam inferiores a cerca de 2 Hz, visto esta acção, rica em baixas frequências, conduzir a valores espectrais mais elevados do que a acção do Tipo 1 (RSA, 1983) nesta gama de frequências.

De facto, da análise das frequências próprias do Quarteirão-Tipo concluiu-se que o sismo condicionante dos 4 primeiros modos, correspondente a uma participação de massa de 45%, será o sismo do Tipo 2, para um coeficiente de amortecimento de 10% (Modo vibração: $f_1 > 1,5$ Hz e $f_5 < 2,0$ Hz, Subcapítulo 5.1).

Fazendo a adaptação das características anteriormente definidas aos critérios da nova regulamentação, propõe-se para a presente avaliação sísmica os seguintes parâmetros, de acordo com o EC8 (2009):

- Tipo de Terreno: Tipo C;
- Coeficiente de amortecimento: $\xi = 10\%$;
- Tipo de Sismo: Sismo Interplacas (Tipo 1);
- Zona Sísmica: 1.3.

Atendendo às fracas características do terreno de fundação, optou-se por considerar um terreno Tipo C correspondendo a depósitos profundos de areia de densidade média, de gravilha ou de argila de consistência média com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros. No caso do EC8 (2009), o sismo Interplacas corresponde ao sismo do Tipo 1, ao contrário do definido no RSA (1983).

No Gráfico 1 apresenta-se a sobreposição dos espectros de resposta elásticos característicos da acção sísmica Intraplacas de acordo com os pressupostos do RSA (1983) e do EC8 (2009), para uma melhor comparação das variações existentes entre as duas regulamentações.

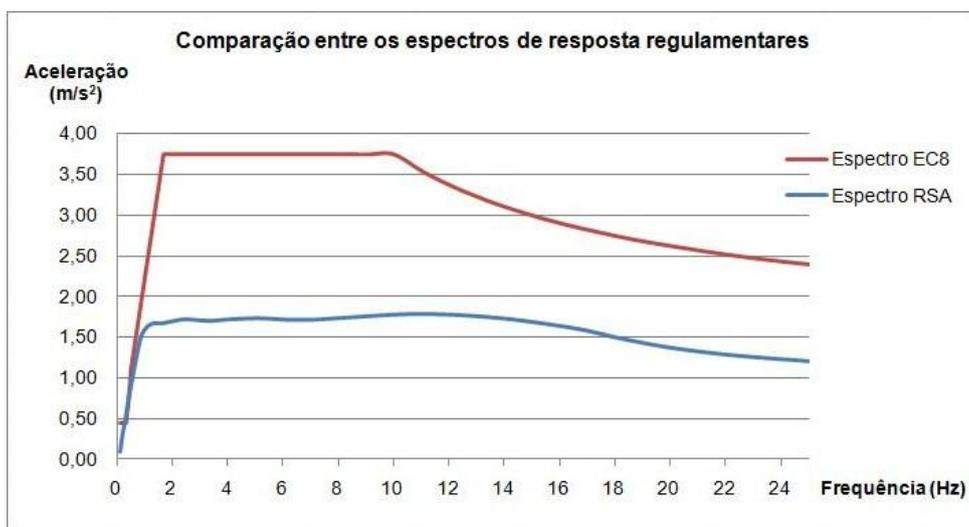


Gráfico 1 - Comparação entre os espectros de resposta regulamentares para a acção sísmica Interplacas.

Observando o Gráfico 1 torna-se evidente que para frequências superiores a 1 Hz a acção sísmica de acordo com o EC8-1 (2009) atinge valores de aceleração superiores quando em comparação com a acção sísmica definida pelo RSA (1983), tendência que se mantém constante mesmo para gamas de frequência mais elevadas. Aponta-se, por exemplo, que no intervalo de frequências entre 2 e 10 Hz, aproximadamente, a aceleração resultante pelo espectro de resposta do EC8-1 (2009) é duas vezes superior quando em comparação com a aceleração do RSA (1983), pelo que será mais condicionante proceder à análise sísmica com recurso à acção definida pelo novo regulamento europeu.

Importa referir que os espectros indicados correspondem aos valores da aceleração na direcção horizontal, ou seja aos movimentos de solo mais intensos e que, para a maioria das estruturas induzem maiores vibrações. No entanto, as vibrações do solo também se fazem sentir na direcção vertical, geralmente menos condicionantes na resposta de estruturas de edifícios correntes, pelo que devem ser contabilizadas sempre que justificável.

Efectivamente, Oliveira (2009) na análise efectuada considerou a componente vertical da aceleração através da redução a 2/3 do espectro de resposta definido para vibrações horizontais. De acordo com o preconizado no EC8-1 (2009, Art.º 4.3.3.5.2) a componente vertical da acção sísmica deverá ser considerada se a_{vg} for superior a $0,25 g$ ($2,5 m/s^2$). Tendo em conta que no presente caso a aceleração máxima vertical é de $1,13 m/s^2$ ($a_{vg} = 0,75 \times a_g - NA$ EC8, 2009), uma vez que a aceleração de cálculo (a_g) é de $1,5 m/s^2$, valor definido para zona sísmica 1.3., esta componente da acção sísmica não deverá ser considerada por não satisfazer os critérios definidos no regulamento.

Nos termos do EC8 (2009) a acção sísmica é definida para um período de retorno de 475 anos, correspondente à probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos, que se considera ser o período de vida de referência dos edifícios correntes. Contudo, na presença de estruturas existentes, não só o seu período de vida útil é, em princípio, menor que o de estruturas novas, como é mais difícil, normalmente por razões económicas, garantir o mesmo nível de segurança. Neste sentido, parece admissível considerar níveis de segurança que, embora eventualmente inferiores aos exigidos para as estruturas novas, garantam o mínimo de segurança e um acréscimo significativo face ao seu actual estado (Lopes *et al.*, 2008).

Numa alusão ao Regulamento Sísmico Italiano (2003; 2005), aponta-se a possibilidade de reduzir o nível de protecção sísmica nos casos de “*intervenção de reabilitação e de reforço ditadas por uma diminuição da vulnerabilidade*”. Este regulamento permite que a acção sísmica de projecto seja diminuída até 65% face à acção sísmica prevista para as novas construções, a considerar para os diversos estados limite (Casanova, 2009). Este aspecto vem especificamente referido no Capítulo 11 desta norma, correspondente à avaliação e reforço de estruturas existentes, elaborado tendo por base a Parte 3 do EC8 (EC8-3, 2005).

De acordo com a metodologia proposta pelo EC8-1 (2009), o comportamento não linear das estruturas pode ser quantificado através do recurso a um espectro de resposta de projecto que se obtém dividindo o espectro de resposta elástico pelo coeficiente de comportamento (q). Relativamente aos edifícios existentes de alvenaria, o EC8-3 (2005) não fornece directamente o valor do coeficiente de comportamento a ser utilizado.

Apesar de existirem algumas incertezas quanto ao valor mais adequado, sabe-se que este tipo de edifícios possui alguma ductilidade e capacidade de dissipação de energia, principalmente associada ao comportamento histerético dos frontais. Estes resultados foram comprovados em ensaios realizados em frontais pombalinos (Cóias, 2007; Meireles, 2010).

O valor do coeficiente de comportamento (q) depende das deformações dos frontais em regime não linear, que por sua vez estão associados ao tipo de mecanismo de colapso dos Edifícios Pombalinos. Considerou-se para o efeito um coeficiente de 1,5, considerado como valor aceitável, em particular se houver deformações significativas dos frontais no seu plano antes do colapso (Lopes, 2004).

4.1.3.4. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

A verificação da segurança resulta da análise do comportamento da estrutura face a um conjunto de acções que se consideram a actuar simultaneamente na estrutura, mas não com os valores característicos.

No presente caso, será adoptada a seguinte combinação em que a acção variável de base é a acção sísmica, definida de acordo com o Eurocódigo 0 (EC0, 2001):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.1)$$

Em que:

$G_{k,j}$ – Valor característico da acção permanente j ;

A_{Ed} – Valor de cálculo da acção sísmica;

$\Psi_{2,i}$ – Coeficiente parcial de segurança quase permanente para a acção variável i ;

$Q_{k,i}$ – Valor característico da acção variável i .

O valor característico das sobrecargas de utilização (pessoas, mobiliário, etc.) em edifícios de habitação e escritórios é multiplicado por 0,30 ($\Psi_{2,i}$ – EC0, Anexo A1, 2001) de modo a ter em conta um valor provável para essa acção a actuar em simultâneo com o valor característico da acção variável de base.

Ao contrário do definido no RSA (1983), os efeitos da acção sísmica não são majorados na combinação de acções. Refere-se, no entanto, que na análise desenvolvida por Oliveira (2009) não foi considerada essa mesma majoração regulamentar, baseando-se a opção em “*motivos de ordem económica e social, admitindo-se portanto uma acção sísmica inferior à aplicada no projecto de edifícios novos*” (Oliveira, 2009).

No que diz respeito aos métodos de combinação modal, considera-se a Combinação Quadrática Completa (CQC) que permite combinar as respostas máximas de modos com qualquer relação de frequências entre si. De referir que, geralmente, na combinação da resposta modal apenas se considera a contribuição dos primeiros modos, correspondentes aos valores de frequência mais baixos, uma vez que são eles que mais contribuem para a resposta final (Lopes *et al.*, 2008).

Em relação aos métodos de combinação direccional de acções, o valor máximo do efeito da acção sísmica na estrutura será calculado pela aplicação da raiz quadrada à soma do quadrado dos esforços devidos a cada componente horizontal da acção sísmica, vulgarmente designado SRSS (do inglês “*Square-Root-of-Sum-of-Squares*”).

4.2. CASOS DE ESTUDO

O comportamento sísmico de uma estrutura depende tanto das suas características intrínsecas como da interacção com a envolvente (Lopes *et al.*, 2008). A generalidade dos edifícios pombalinos encontram-se inseridos em bandas e quarteirões, coexistindo com os edifícios adjacentes, ligados ou encostados. Acresce o facto de estes edifícios serem frequentemente objecto de alterações que ainda mais comprometem a continuidade estrutural e a regularidade estabelecida nos primórdios da reconstrução pombalina.

A actual regulamentação sísmica foca somente os aspectos estruturais de edifícios isolados, não considerando o efeito de conjunto (EC8-3, 2005). Em contrapartida, o Regulamento Sísmico Italiano (2003; 2005) refere que na análise de um edifício que faça parte de um grupo (*“building aggregates”*) deve ser tida em conta a possível interacção estrutural, apontando para a necessidade de fazer um levantamento das características dos edifícios adjacentes e da sua evolução ao longo do tempo (Casanova, 2009).

Estudos anteriores referentes à avaliação do comportamento estrutural de um quarteirão Pombalino Tipo (Oliveira, 2009) revelaram que o conjunto de edifícios não se comporta como uma unidade estrutural única. Decorrente da análise modal realizada ao Quarteirão-Tipo, tornou-se evidente a distorção dos edifícios no plano horizontal, em parte consequência da falta de rigidez dos pavimentos. Contudo, a rigidez axial dos pavimentos contribuiu *“significativamente para a configuração dos 4 primeiros modos de vibração, nos quais bandas inteiras do quarteirão se movem em conjunto numa direcção, enquanto os deslocamentos na direcção perpendicular e no resto do quarteirão são negligenciáveis nessas configurações modais”* (Oliveira, 2009).

Esta constatação suporta a possibilidade de analisar o Quarteirão-Tipo por meio de conjuntos de edifícios do quarteirão, permitindo o recurso a modelos numéricos mais simples. Neste sentido, pretende-se avaliar o comportamento sísmico de uma banda de edifícios segundo a maior direcção em planta do quarteirão, em combinação com o comportamento dos edifícios interiores dessa banda, isoladamente, na direcção perpendicular.

De forma a completar a análise ao nível do quarteirão, procede-se, igualmente, à combinação da banda de edifícios referida, com a banda constituída pelos edifícios de gaveto. Neste caso, a análise centra-se no edifício de gaveto, num contexto de maior vulnerabilidade por se localizar na extremidade do quarteirão.

Propõe-se ainda avaliar a influência no comportamento sísmico dos edifícios pombalinos perante a introdução de alterações estruturais. Para o efeito serão consideradas três intervenções tipo mais frequentes, implementadas de forma independente (não simultânea) ao nível do edifício de gaveto inserido no quarteirão.

Oliveira (2009) procedeu à avaliação sísmica do Quarteirão-Tipo com base na acção sísmica definida pelo RSA (1983). Neste momento, há todo o interesse em proceder à análise simplificada do Quarteirão-Tipo, por meio de bandas de edifícios, de acordo com a nova regulamentação dos Eurocódigos. Nesse sentido, este trabalho contempla igualmente a avaliação sísmica do Quarteirão-Tipo de acordo com o EC8-1 (2009), permitindo assim uma base comum à comparação e interpretação dos resultados dos modelos simplificados das bandas.

Os casos de estudo propostos para análise são os seguintes:

- 1) Caso de Estudo Base: Quarteirão-Tipo
- 2) Caso de Estudo: Banda Longitudinal de Edifícios combinado com Edifício do Interior da Banda
- 3) Caso de Estudo: Banda Longitudinal de Edifícios combinado com Banda Transversal de Edifícios
- 4) Caso de Estudo: Alterações Estruturais
 - 4.1) Edifício de Extremidade aumentado em dois pisos
 - 4.2) Edifício de Extremidade com eliminação de uma parede de frontal no 1º andar para ampliação de divisão
 - 4.3) Edifício de Extremidade com eliminação dos pilares térreos no canto das fachadas

Ainda no âmbito do caso de estudo base, propõe-se a análise de duas condições alternativas (não em simultâneo). A primeira refere-se à avaliação das implicações de uma redução de 65% na intensidade da acção sísmica de projecto, de acordo com o preconizado pelo Regulamento Sísmico Italiano (2003; 2005). Pretende-se igualmente avaliar a possibilidade, agora avançada pelo EC8-3 (Anexo C, 2005), de considerar valores de rigidez dos elementos estruturais de alvenaria inerentes ao seu comportamento fendilhado.

4.3. AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA À ACÇÃO SÍSMICA

A resposta das estruturas às acções sísmicas é sempre uma resposta dinâmica, pois a acção varia rapidamente ao longo do tempo gerando forças de inércia e de amortecimento de valor significativo (Lopes *et al.*, 2008). A análise do comportamento das estruturas nos vários contextos propostos compreende, numa primeira fase a caracterização dinâmica do modelo global do Quarteirão-Tipo, dos modelos simplificados (Banda Longitudinal e Banda Transversal de Edifícios) e dos modelos sujeitos a alterações estruturais, considerando todos os modos de vibração com participação de massa significativa na resposta estrutural.

Segundo o EC8-3 (2005), a avaliação da segurança sísmica consiste num processo quantitativo no qual se verifica se uma estrutura existente (danificada ou não) resiste à combinação sísmica de dimensionamento e garante um nível de danos adequado, ou seja, se verifica as exigências de desempenho.

A avaliação do comportamento engloba o levantamento dos esforços e tensões nos elementos estruturais. Os resultados serão posteriormente comparados com os valores resistentes médios

dos materiais, anteriormente definidos (Tabela 2). Na Figura 18 e Tabela 3 identificam-se os elementos estruturais a analisar ao nível do piso térreo e pisos correntes:

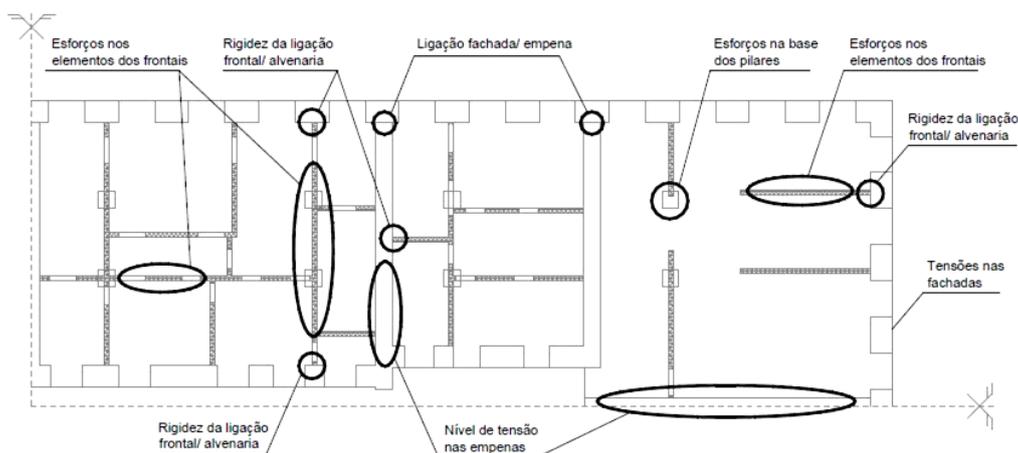


Figura 18 - Identificação em planta dos elementos estruturais a analisar (Oliveira, 2009).

Tabela 3 - Identificação dos elementos resistentes a analisar.

Elementos resistentes do piso térreo	Elementos resistentes dos pisos correntes
Nível de tensão nas fachadas	
Nível de tensão nas empenas	
Nível de tensão na ligação fachada - empena	
Esforços na base dos pilares	Esforços nos elementos de frontais
	Esforços na ligação madeira - alvenaria

A avaliação do nível de deslocamentos compreende a determinação do deslocamento horizontal segundo alinhamentos verticais próximos do centro da fachada, por serem zonas mais afastadas dos contraventamentos e das paredes meeiras.

De acordo com o preconizado no EC8-1 (2009) considera-se satisfeito o requisito de “limitação de danos” mediante o cumprimento de um conjunto de limites ao deslocamento relativo entre pisos. Neste caso, a acção sísmica a definir apresenta uma probabilidade de ocorrência maior que a acção sísmica de cálculo (requisito de “não ocorrência de colapso”). Neste sentido, devem ser cumpridos os seguintes limites:

i) Edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura:

$$d_r v \leq 0,005 h$$

ii) Edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

$$d_r v \leq 0,0075 h$$

iii) Edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais:

$$d_r v \leq 0,010 h$$

Em que:

d_r – Valor de cálculo do deslocamento entre pisos (m);

v – Coeficiente de redução que tem em conta o menor período de retorno da acção sísmica associada ao requisito de limitação de danos;

h – Altura entre pisos (m).

Para uma acção sísmica do Tipo 1 (Sismo Interplacas), o valor do coeficiente de redução resulta em 0,40 (v , NA EC8-1, 2009).

Apresenta-se ainda o cálculo do ângulo de distorção entre pisos (γ) obtido pelo quociente entre o deslocamento relativo entre dois pisos consecutivos (designado por “*interstory drift*”) e a altura do piso. Este parâmetro, expresso em percentagem, será posteriormente comparado com os limites impostos pelo Regulamento Americano FEMA 356/357 (2000) que estabelece uma classificação quanto ao estado de degradação da estrutura. Os limites para o ângulo de distorção entre pisos (γ) são os seguintes:

$\gamma \leq 0,10\%$ - Fendilhação visível sem comprometer a utilização do edifício;

$\gamma \leq 0,60\%$ - Estado avançado de degradação do edifício, compromete a segurança dos utilizadores;

$\gamma \approx 0,80\%$ - Estado de pré-colapso do edifício.

Na abordagem pelo coeficiente de comportamento, as tensões e esforços instalados na estrutura são obtidos directamente da análise. Em contrapartida, os deslocamentos resultantes serão, por sua vez, multiplicados pelo coeficiente de comportamento do deslocamento, que assume o mesmo valor do coeficiente de comportamento (q) definido anteriormente.

Apresentada a metodologia de verificação de segurança, procede-se agora à aplicação no contexto dos casos de estudo propostos.

5. CASO DE ESTUDO BASE: QUARTEIRÃO-TIPO

5.1. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS

Anteriormente (Oliveira, 2009), foi realizada a análise modal do Quarteirão-Tipo, resumindo-se na Tabela 4 os valores dos períodos, frequências e os factores de participação modal para os principais modos de vibração.

Tabela 4 - Frequências e participação de massa dos principais modos de vibração do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	Participação de Massa			
			Factor de FPM		Valor Acumulado	
			Direcção X	Direcção Y	Σ FPMX	Σ FPMY
1	0,67	1,49	1,4E-09	1,6E-06	0,00	0,00
2	0,67	1,49	6,7E-09	9,9E-02	0,00	0,10
3	0,61	1,65	4,8E-07	1,7E-07	0,00	0,10
4	0,61	1,65	3,0E-01	7,1E-07	0,30	0,10
5	0,45	2,21	7,9E-05	6,0E-05	0,30	0,10
6	0,45	2,21	8,4E-05	1,8E-03	0,30	0,10
7	0,45	2,21	5,6E-06	1,5E-01	0,30	0,25
8	0,45	2,21	5,3E-06	3,9E-02	0,30	0,29
9	0,42	2,40	1,4E-07	1,5E-04	0,30	0,29
...						
25	0,29	3,39	1,0E-04	9,0E-07	0,33	0,48
...						
100	0,16	6,33	2,0E-04	2,0E-04	0,72	0,75
...						
200	0,12	8,58	2,0E-06	6,0E-06	0,75	0,77
...						
300	0,09	10,48	2,0E-07	1,0E-03	0,80	0,83
...						
400	0,08	12,01	3,0E-06	4,0E-11	0,81	0,88

FPM – Factor de Participação de massa para cada direcção.

A frequência fundamental de vibração da estrutura é de 1,49 Hz. Relativamente à participação modal, verifica-se que com os primeiros 25 modos de vibração, atingiu-se um factor de participação de massa acumulada de 33% e de 48% para as direcções X (maior eixo de

simetria) e Y (menor eixo de simetria), respectivamente, sendo que após os quatrocentos modos de vibração obtiveram-se percentagens de 81% na direcção X e 88% na direcção Y.

A reduzida participação modal é justificada pela ocorrência de um número significativo de modos locais com baixas frequências, de tal forma que a generalidade dos modos de vibração globais da estrutura tem uma influência muito mais baixa no comportamento dinâmico da estrutura.

Tendo por base a caracterização e representação gráfica dos primeiros 10 modos de vibração do Quarteirão-Tipo, Oliveira (2009) constatou que o “*comportamento do quarteirão como unidade estrutural não existe neste tipo de edifícios*”, em parte consequência da falta de rigidez dos pavimentos e consequente distorção no plano horizontal. Efectivamente, a baixa rigidez dos pisos reduz a capacidade de transmissão das forças de inércia às paredes resistentes (função da rigidez destas), pelo que não existe o efeito de diafragma rígido.

Refere-se, no entanto, o contributo da rigidez axial dos pavimentos para a configuração dos primeiros quatro modos de vibração. Observam-se bandas inteiras do quarteirão em movimento conjunto numa direcção, enquanto os deslocamentos na direcção perpendicular e no resto do quarteirão são praticamente negligenciáveis. Contudo, logo no 5º modo de vibração, surgem configurações associadas a deformações axiais dos pisos, resultado da insuficiente rigidez axial dos pavimentos. Através das Figura 19 a Figura 23 podem observar-se os cinco primeiros modos de vibração do Quarteirão-Tipo, permitindo uma melhor compreensão do fenómeno. Em anexo podem ser consultadas as configurações modais do 6º ao 10º modo de vibração (Anexo I).

Outro aspecto importante prende-se com a “*ausência de deslocamentos significativos das paredes de empena entre edifícios nos seus próprios planos*” (Oliveira, 2009). Apesar de os pavimentos não serem rígidos, a partilha de paredes de empena por diferentes edifícios restringe os efeitos de torção global ao nível de cada edifício, pois não podem rodar separadamente uns dos outros.

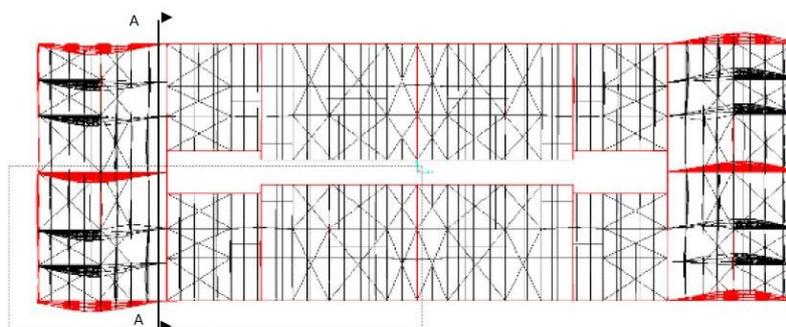


Figura 19 - Modo 1: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).

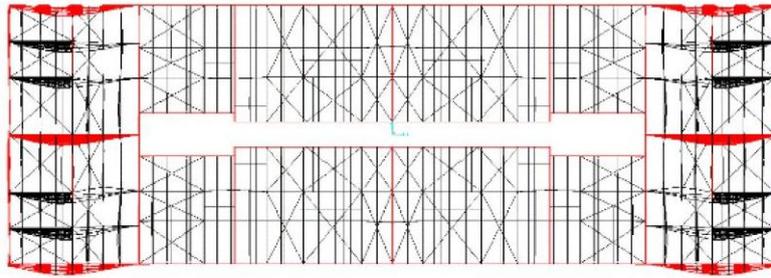


Figura 20 - Modo 2: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).

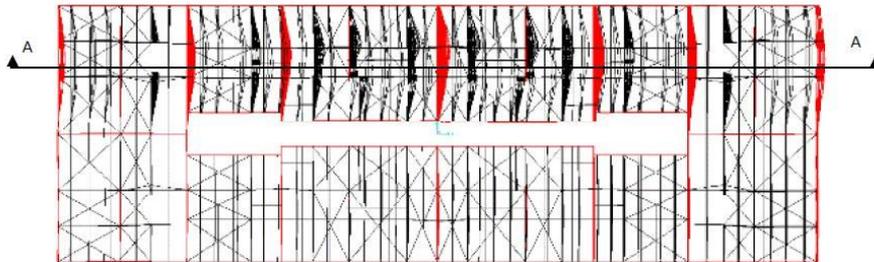


Figura 21 - Modo 3: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).

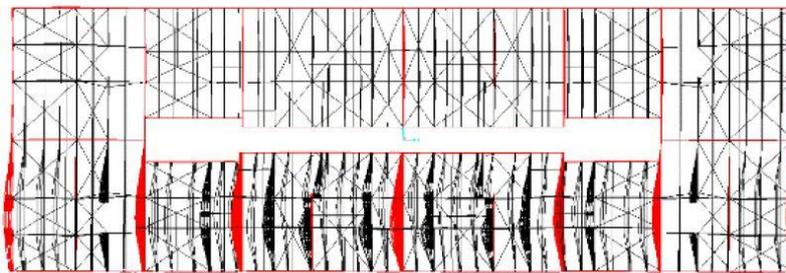


Figura 22 - Modo 4: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).

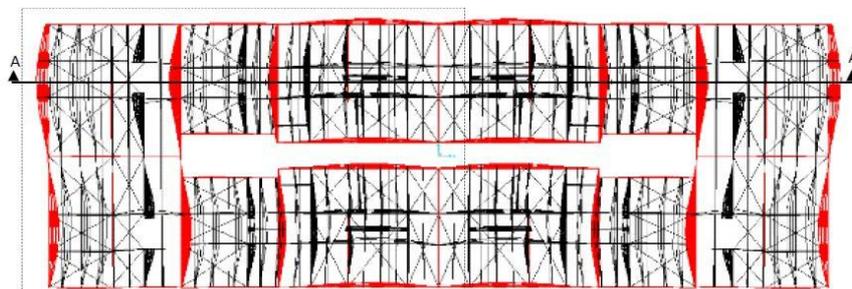


Figura 23 - Modo 5: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).

Oliveira (2009) averiguou, ainda, o efeito sobre o comportamento dinâmico das estruturas pombalinas na hipótese de considerar o piso rígido. Observou-se, efectivamente que neste caso o quarteirão se comporta como uma unidade estrutural única. A configuração do 1º modo de vibração corresponde à translação completa do quarteirão segundo a maior direcção em planta. O modelo torna-se de tal forma rígido que a frequência fundamental da estrutura é cerca do dobro daquela correspondente à hipótese de piso deformável.

5.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Pretende-se agora analisar o comportamento do Quarteirão-Tipo para a combinação sísmica de acções. Considerou-se para o efeito a acção das cargas gravíticas (cargas permanentes derivadas dos materiais de construção e sobrecargas regulamentares) e a acção sísmica de acordo com o especificado no EC8-1 (2009). Sempre que se considere importante será feito um paralelo com a análise do Quarteirão-Tipo desenvolvida por Oliveira (2009) de acordo com a combinação sísmica de acções baseada no espectro de resposta do RSA (1983).

O objectivo de submeter o Quarteirão-Tipo a uma metodologia de avaliação anteriormente realizada por Oliveira (2009) consiste na criação de uma base de comparação para a análise do comportamento dos modelos mais simplificados da Bandas Longitudinal e Transversal de Edifícios, a desenvolver posteriormente.

A análise do comportamento sísmico dividiu-se na avaliação dos esforços e tensões nos elementos estruturais e no estudo dos deslocamentos em pontos de referência, provocados pela combinação sísmica de acções. Nos próximos subcapítulos apresentam-se os resultados obtidos com a análise.

5.2.1. PAREDES DE ALVENARIA

Numa primeira fase apresenta-se a distribuição de tensões correspondentes às cargas verticais quase-permanentes e posteriormente os resultados obtidos para a combinação da acção sísmica. A comparação das duas combinações permite uma melhor compreensão quanto à distribuição das tensões devido à combinação sísmica.

As paredes de alvenaria podem ser separadas em elementos de fachada e de empena. Importa, nesta fase, salientar que na modelação das paredes de alvenaria, os elementos de ligação entre fachadas perpendiculares foi estabelecida por meio de uma alvenaria de pior qualidade, associada a um possível desfasamento temporal na construção das duas paredes de alvenaria referidas.

PAREDES DE FACHADA

As Figura 24 a Figura 32, com excepção da Figura 26, correspondem à distribuição das tensões verticais e de corte registadas nas paredes de alvenaria de fachada para as acções quase-permanentes e para a combinação sísmica. No caso das tensões de corte apresenta-se apenas a distribuição de tensões devido à combinação sísmica.

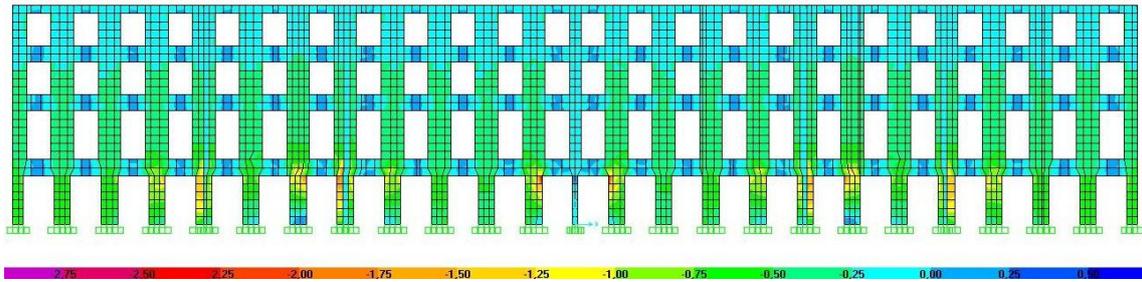


Figura 24 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal do Quarteirão-Tipo devido às Acções Verticais Quase-Permanentes (MPa).

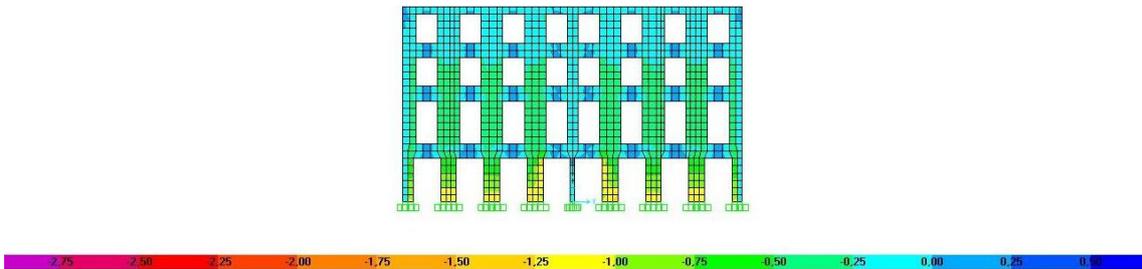


Figura 25 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária do Quarteirão-Tipo devido às Acções Verticais Quase-Permanentes (MPa).

Analisando a distribuição de tensões verticais para as cargas quase-permanentes (Figura 24 e Figura 25) denota-se uma concentração de tensões junto às aberturas. Na zona dos vãos das portas e janelas os valores de tensão obtidos excedem os valores adoptados para a resistência, mesmo sem considerar a acção sísmica, sendo provável que estes elementos estejam fendilhados ou até próximos da rotura.

Contudo, este indício não é comprovado pela realidade observada nos edifícios da Baixa Pombalina, facto igualmente referido por Oliveira (2009) no decorrer da análise do comportamento do Quarteirão-Tipo. À data, concluiu que “os esforços devidos às cargas permanentes não são relevantes na análise dos lintéis entre pilares das fachadas” tendo em conta que o vão sobre as portas e janelas era vencido por um conjunto de tijolos maciços dispostos em arco na base dos lintéis (Figura 26). Estes arcos de descarga permitiam transmitir as cargas em forma de compressão para os elementos de alvenaria contínuos. Tratando-se de uma técnica construtiva comum nestas estruturas de alvenaria, justifica-se que estas zonas se encontrem comprimidas sob a acção das cargas verticais e não traccionadas a meio vão como os resultados obtidos indicam.

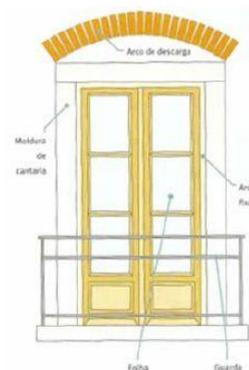


Figura 26 - Esquema de arco de descarga sobre a janela (Appleton, 2003a).

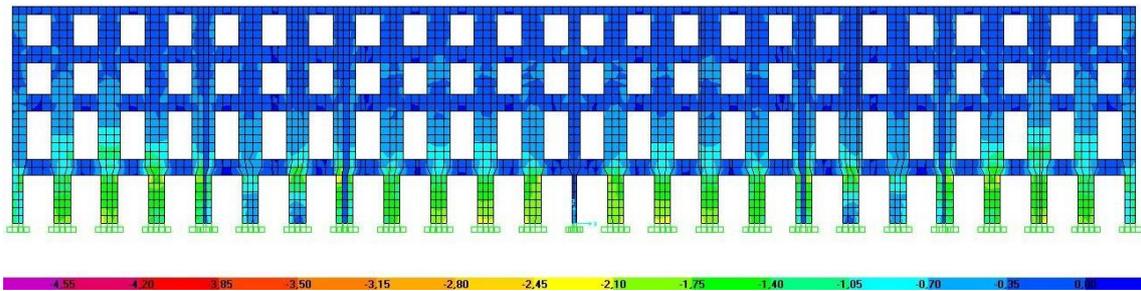


Figura 27 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal do Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).

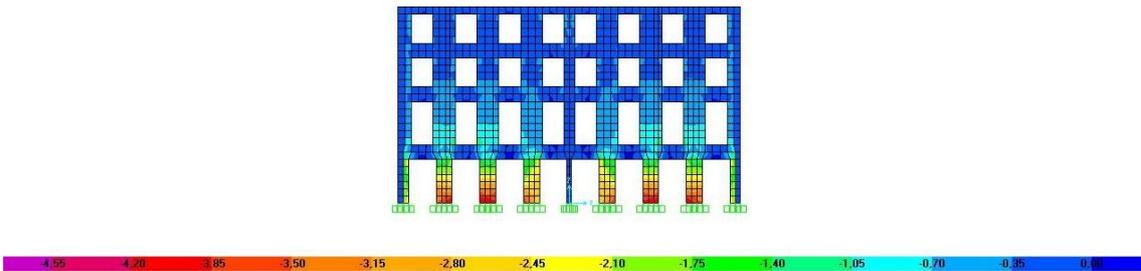


Figura 28 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária do Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).

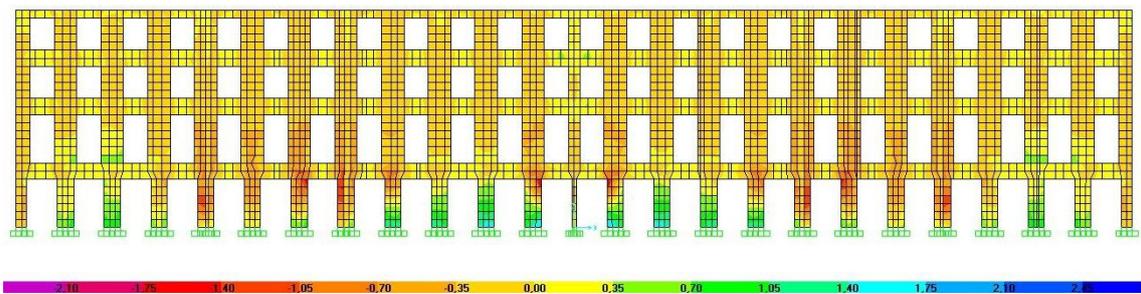


Figura 29 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal do Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - MPa).

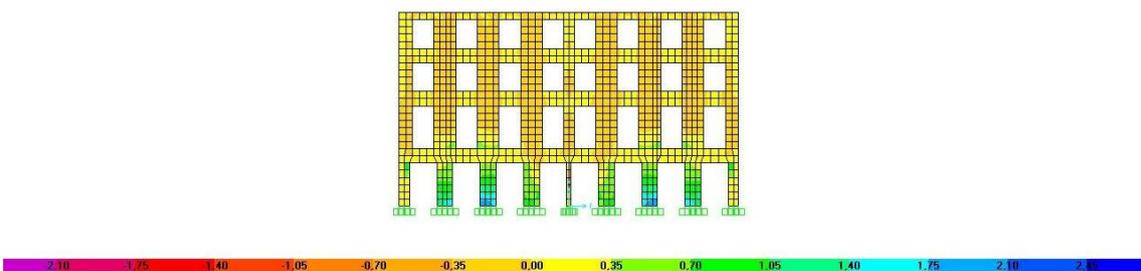


Figura 30 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária do Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - MPa).

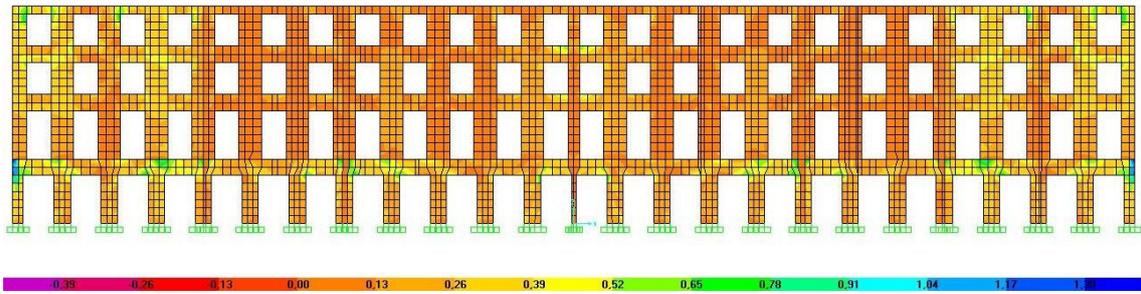


Figura 31 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada principal do Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (MPa).

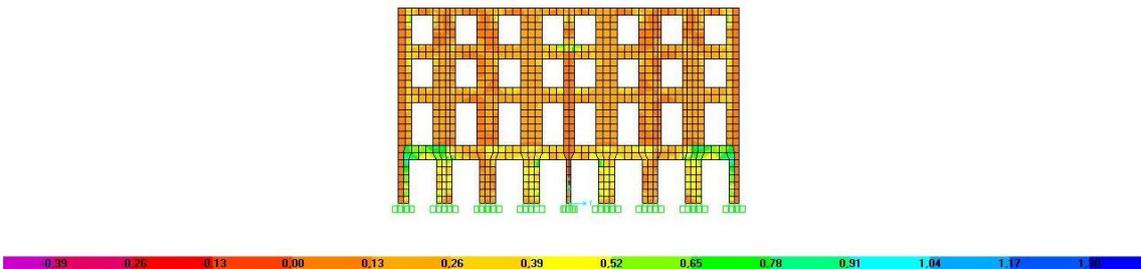


Figura 32 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada secundária do Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (MPa).

Analisando a distribuição de tensões devido à combinação sísmica de acções, observam-se esforços de compressão apreciáveis, nomeadamente ao nível dos elementos verticais do piso térreo das fachadas secundárias do quarteirão. Neste caso, as tensões máximas correspondem, aproximadamente, a 80% da tensão de compressão resistente definida para a pedra calcária (-5 MPa, Tabela 2). A utilização da alvenaria como material estrutural baseia-se essencialmente no seu funcionamento à compressão. No entanto, é necessário considerar esforços de tracção e de corte, que se instalam no elemento devido à excentricidade do carregamento vertical perante a actuação da acção sísmica.

Pela distribuição das tensões na alvenaria, observa-se uma concentração de tensões junto às aberturas, fenómeno anteriormente identificado com a distribuição de tensões quase-permanentes. De facto, os cantos das portas e janelas são zonas de concentração de tensões de corte e tracção e os locais onde se ultrapassam os valores resistentes correspondentes a fendilhação.

No que se refere às tensões de corte, os limites resistentes são excedidos nos lintéis entre pilares dos edifícios de gaveto e dos edifícios centrais da banda. O mesmo acontece ao nível dos lintéis do 1º Andar nos restantes edifícios. Neste caso, poderá avançar-se um factor de carga (quociente entre o valor actuante e resistente de dada grandeza) de ordem 3, indicando que esses elementos atingem o seu limite de resistência para um terço da acção sísmica regulamentar. Comparando os resultados obtidos com a análise desenvolvida por Oliveira

(2009), na referência ao factor de carga dos elementos de fachada apontou para um valor superior a 2, como seria de esperar, inferior ao agora determinado.

Contudo, a situação mais gravosa concentra-se na ligação entre a fachada principal e secundária do edifício de gaveto, em toda a altura do edifício. Esta perturbação de tensões é característica das zonas de ligação entre alinhamentos perpendiculares de alvenaria, onde se admitiu um material menos rígido (Elementos de ligação (canto), Tabela 2), precisamente para simular ligações mais fracas. A tensão resistente ao corte, neste caso, foi estimada em 0,01 MPa, valor amplamente excedido nas zonas referidas.

Avaliando a hiperstaticidade da fachada e, caso não tenham ocorrido significativas alterações de rigidez da estrutura para níveis inferiores de acção sísmica, a rotura por corte de alguns lintéis não causará o colapso da fachada. O colapso global dependerá da reserva de resistência dos pilares e outros elementos estruturais interiores na proximidade. Refere-se, no entanto, que o derrubamento ou rotura por flexão das fachadas para fora do seu plano é dos mecanismos mais correntes de rotura dos edifícios de alvenaria, e geralmente é devido à má qualidade da ligação destas às empenas (Cardoso, 2002).

PAREDES DE EMPENA

As paredes de empena assumem um importante papel na absorção das forças de inércia. Constituídas por alvenaria de pedra de boa qualidade, sem aberturas ou rasgos, promovem a separação entre os vários edifícios. Analisou-se a distribuição de tensões ao nível da parede de empena entre o Edifício B e C do Quarteirão-Tipo (Subcapítulo 3.1 - Figura 14). A correspondente distribuição de tensões encontra-se representada nas Figura 33 a Figura 36.

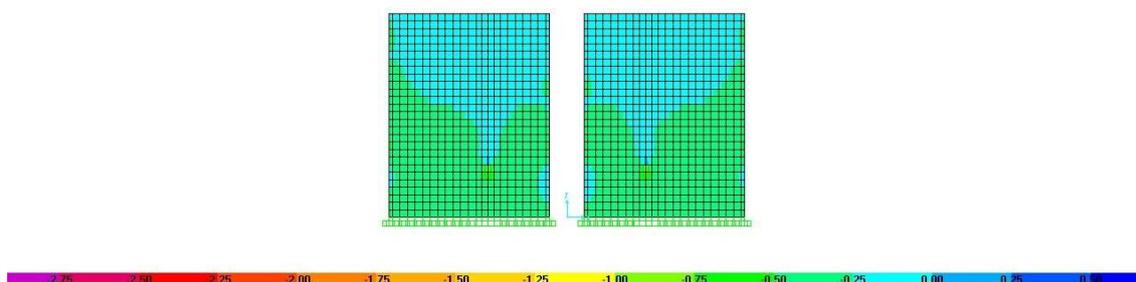


Figura 33 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena do Quarteirão-Tipo devido às Acções Verticais Quase-Permanentes (MPa).

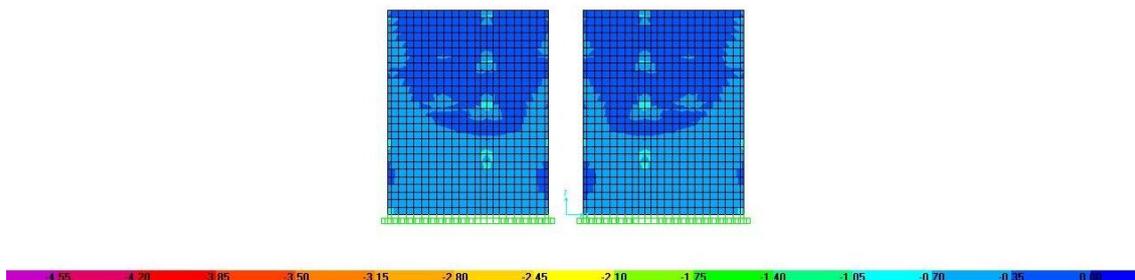


Figura 34 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena do Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).

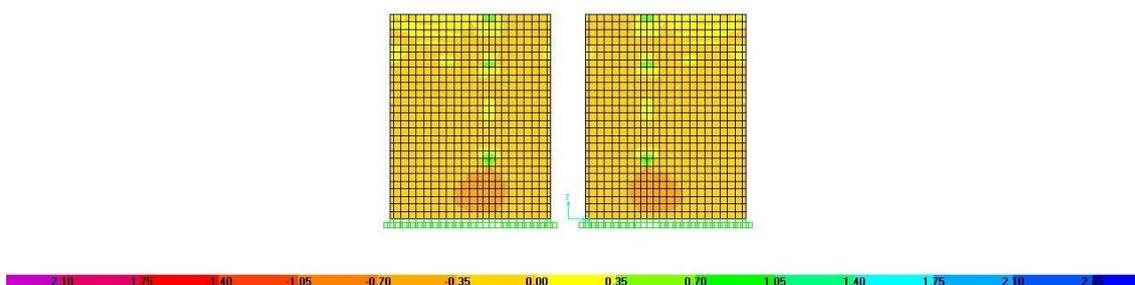


Figura 35 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena do Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - MPa).

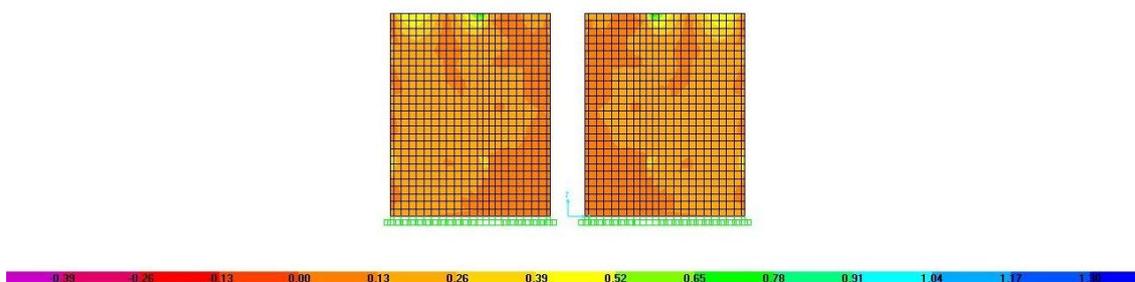


Figura 36 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de empena do Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (MPa).

A compressão vertical aumenta do topo do edifício até à base, apesar de se observarem algumas perturbações pontuais devido à ligação das paredes de frontal à parede de empena. As tensões de compressão registadas não excedem a tensão máxima admissível definida para as paredes de empena (-1,3 MPa, Tabela 2).

A existência de tracções no topo das paredes é em parte compensada pelas tensões de compressão devidas às cargas quase-permanentes da estrutura. Deste modo, pode considerar-se que as tracções resultantes são mínimas. Também se observa alguma perturbação de tensões nos alinhamentos verticais que estabelecem a ligação com as paredes de alvenaria de fachada, aspecto comentado anteriormente.

Quanto às tensões de corte, registam-se valores bastante superiores aos resistentes, com especial atenção no topo do edifício onde se atinge, aproximadamente, o dobro do valor limite.

Neste caso, os primeiros danos (fendilhação) nesses elementos ocorrem para valores de acção sísmica com metade da intensidade da acção regulamentar.

No entanto, e referindo Oliveira (2009), a redução de rigidez das empenas associada à progressão da fendilhação, devida à redistribuição de tensões na secção transversal ou devida ao aumento da acção sísmica, pode dar origem a redistribuições de esforços significativas na estrutura. No Subcapítulo 5.5. desenvolve-se uma análise de sensibilidade quanto à influência da rigidez da alvenaria no comportamento do conjunto.

5.2.2. PILARES INTERIORES DO PISO TÉRREO

Nas tabelas seguintes (Tabela 5 e Tabela 6) apresentam-se os valores obtidos para as tensões normais (σ) e de corte (τ) actuantes nos pilares de alvenaria interiores ao nível do piso térreo. Na Figura 37 identificam-se os pilares analisados (P1 a P8).

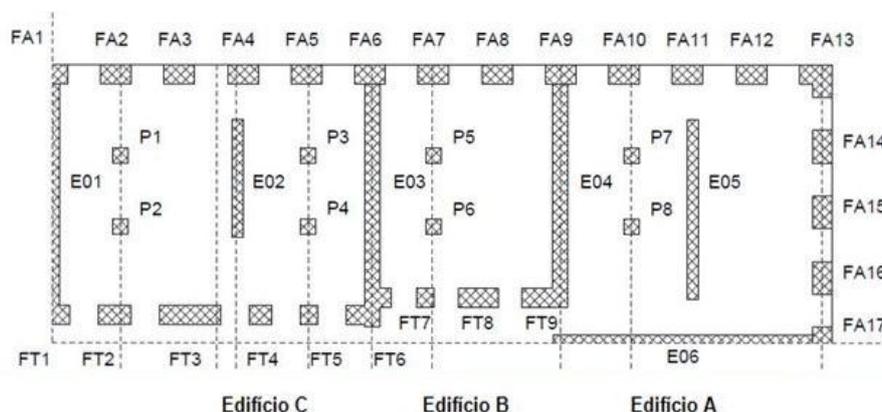


Figura 37 - Identificação dos pilares interiores em 1/4 do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).

Tabela 5 - Tensões Normais (σ) nos Pilares do R/C.

Pilar	Tensões Normais (kPa)							σ [Trac.]
	σ [N mín]	σ [Mx (-)]	σ [My (-)]	σ [Comp.]	σ [N máx]	σ [Mx (+)]	σ [My (+)]	
P1	-390,42	298,95	2159,84	-2849,21	-390,42	298,95	2159,84	2068,37
P2	-1191,64	-2262,49	-1990,38	-5444,50	-1191,64	-2262,49	-1990,38	3061,23
P3	-488,73	-3967,23	1270,44	-5726,40	-488,73	-3967,23	1270,44	4748,94
P4	-685,88	4981,52	-486,23	-6153,63	-685,88	4981,52	-486,23	4781,87
P5	-509,63	-4620,88	570,60	-5701,10	-509,63	-4620,88	570,60	4681,84
P6	-847,39	-4191,73	-939,86	-5978,98	-847,39	-4191,73	-939,86	4284,20
P7	-128,74	330,87	2163,36	-2622,98	-128,74	330,87	2163,36	2365,49
P8	-626,31	531,30	2809,47	-3967,08	-626,31	531,30	2809,47	2714,47

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Em que:

Mi – Momento Flector do pilar na direcção i;

σ [N] – Tensão Normal devido ao Esforço Axial N (combinado)

σ [Mi (-)] – Tensão Normal devida à flexão do pilar na direcção i para a combinação: CP+ Ψ_2 x SC - Sismo;

σ [Mi (+)] – Tensão Normal devida à flexão do pilar na direcção i para a combinação: CP+ Ψ_2 x SC + Sismo;

σ [Comp.] – Tensão de Compressão no Pilar devido a N e Mi;

σ [Trac.] – Tensão de Tração no Pilar devido a N e Mi.

Tabela 6 - Tensões de Corte (τ) nos Pilares do R/C.

Pilar	Tensões de Corte (kPa)		
	τ [Corte]	σ [CP + Ψ_2 xSC]	τ [Limite Corte]
P1	108,17	-357,78	307,33
P2	112,42	-1075,73	522,72
P3	199,19	-409,40	322,82
P4	249,99	-642,76	392,83
P5	231,86	-461,39	338,42
P6	213,18	-768,51	430,55
P7	108,36	-357,78	307,33
P8	140,60	-646,29	393,89

Em que:

τ [Corte] – Tensão de Corte no Pilar devido ao Esforço Transverso Máximo;

σ [CP + Ψ_2 xSC] – Tensão Normal devido à Combinação quase permanente de acções;

τ [Limite Corte] – Tensão Tangencial Limite de Resistência, tendo em conta a influência favorável da compressão devida às cargas quase permanentes (Lei de Mohr-Coulomb - Equação 3.1).

A Tensão de Corte (τ) foi calculada com recurso à expressão seguinte, admitindo uma distribuição elástica de tensões:

$$\tau [\text{máx}] = \frac{V \times S_{\text{máx}}}{I \times b} = \frac{V \times \frac{bh^2}{8}}{\frac{bh^3}{12} \times b} = \frac{1,50 \times V}{bh} = \frac{1,50 \times V}{A} \quad (5.1)$$

Em que:

V – Esforço Transverso (kN);

$S_{\text{máx}}$ – Momento Estático (m^3);

I – Momento de Inércia (m^4);

b – Espessura da parede (m).

Observando a Tabela 5, verifica-se que cinco dos pilares analisados excedem a sua capacidade resistente à compressão, valor estimado em -5 MPa (Tabela 2). O caso mais gravoso corresponde ao Pilar P6, localizado no Edifício B, em que o valor de cálculo é 20% superior ao valor da tensão resistente. Com a análise realizada por Oliveira (2009), no caso do Pilar P6 o valor de cálculo excede apenas 6%, correspondendo ao único pilar com tensão de compressão superior a -5 MPa (Tabela 2).

Os níveis de tracção registados apontam para a fendilhação generalizada dos elementos verticais, conduzindo à diminuição da secção comprimida do pilar e conseqüente redução dos esforços absorvidos por estes elementos resistentes.

Em relação ao nível de tensões de corte (Tabela 6), revelam a reserva de resistência existente, variável com o estado de compressão na secção.

5.2.3. ELEMENTOS DE MADEIRA E LIGAÇÕES

A presença da estrutura tridimensional de madeira (gaiola pombalina) constitui um importante contributo para a rigidez da estrutura. Procura-se agora, avaliar de que forma é que esta influencia o comportamento sísmico do edifício.

Nesta secção analisam-se os esforços nos elementos de madeira que constituem as paredes de frontal e as ligações da gaiola pombalina aos paramentos de alvenaria. Este último grupo divide-se entre a ligação das paredes de frontal às paredes de alvenaria de fachada e empena e a ligação dos pavimentos às mesmas paredes.

PAREDES DE FRONTAL

A ligação entre os elementos de madeira das paredes de frontal era efectuada por entalhe, solidarizada depois por pregos de fraca de resistência, condições que limitam a capacidade de transmissão de esforços de tracção entre os vários elementos (Cardoso, 2002; Ramos, 2002). Esta situação conduz a uma redução de rigidez dos frontais, apenas se considerando funcional a diagonal comprimida do painel em cada sentido de vibração.

Na Figura 38 pode observar-se a distribuição dos frontais nos pisos superiores dos edifícios do Quarteirão-Tipo e a respectiva designação adoptada. Na Tabela 7 apresentam-se os esforços máximos actuantes nos Frontais FX5, FX12, FY5 e FY9, amostra que integra casos de frontais distribuídos nas duas direcções principais em planta, que contraventam fachadas opostas ou que existam em zonas pouco contraventadas.

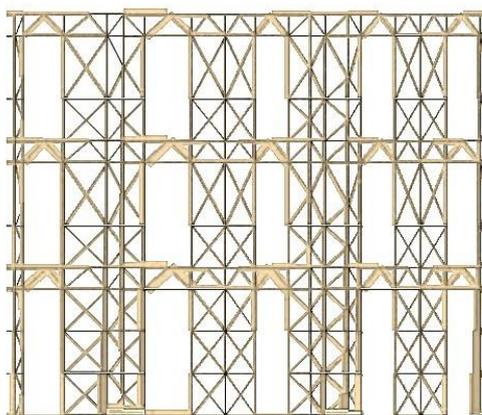


Figura 39 - Envoltório de esforços axiais devidos à combinação da acção sísmica no Frontal FX5.

Quanto aos valores máximos registados ao nível do quarteirão, destaca-se: (i) nas diagonais: tensão de compressão de 13,6 MPa ($N_{sd} = -108,7$ kN) e tensão de tracção de 11,7 MPa ($N_{sd} = 93,5$ kN), ambos no Frontal FX11, (ii) nos montantes: tensão de compressão de -18,45 MPa ($N_{sd} = -67,7$ kN) no Frontal FX7 e tensão de tracção de 5,9 MPa ($N_{sd} = 88,5$ kN) no Frontal FX12. Em relação aos esforços de corte, o máximo determinado corresponde a uma tensão de 3,5 MPa ($V_{sd} = 35,3$ kN) ao nível do Frontal FX8. No presente caso, os valores das tensões de compressão e de corte nas diagonais e montantes dos frontais são inferiores aos valores das tensões limite resistente de -50 MPa e 5 MPa, respectivamente (Tabela 2).

Na modelação das paredes de frontal, não foi considerada a alvenaria de enchimento existente entre os elementos de madeira. Na realidade, a alvenaria contribui para o contraventamento das diagonais enquanto escoras, permitindo a formação de um “*mecanismo de colapso restringido*” (Oliveira, 2009). Por conseguinte, pode afirmar-se que a gaiola pombalina possui um acréscimo de resistência à compressão para além do considerado.

Por outro lado, estudos anteriores revelaram que a partir do momento em que é excedida a resistência à tracção de uma determinada ligação, esta apenas funcionará à compressão para um sentido de vibração da estrutura (Cardoso, 2002; Meireles, 2010). Conservativamente, admitiu-se que estas ligações não oferecem confiança na resistência a esforços de tracção, facto compatível com o tipo de processo construtivo empregue. As ligações nos frontais pombalinos eram efectuadas por encaixe, com algumas folgas e por vezes com pregos de fraca resistência, não permitindo a adequada transmissão de esforços.

Apesar de os valores das tensões de compressão e de corte nos elementos de madeira serem inferiores aos limites admissíveis, o não funcionamento das diagonais à tracção pode conduzir ao aumento dos esforços instalados. Para além disso, como as diagonais constituem o sistema de contraventamento das paredes de frontal, a alteração das suas ligações aos restantes elementos de madeira terá maior efeito sobre a rigidez do conjunto para as acções horizontais, podendo mesmos, comprometer a resistência global das paredes de frontal.

LIGAÇÃO FRONTAL – ALVENARIA

Considera-se que a situação relevante para a análise da resistência da ligação das paredes interiores de frontal às paredes de alvenaria corresponde ao limite em que a ligação deixa de transmitir esforços de tracção. Admitindo que a cedência da ligação está associada ao arrancamento dos elementos de madeira do interior das paredes de alvenaria, os esforços determinados serão comparados com a força de resistência ao arrancamento estimada em ensaios experimentais (Cardoso, 2002).

A resistência da ligação depende essencialmente da geometria dos elementos na entrega na alvenaria e do atrito que se consegue mobilizar. Trata-se de um modo de rotura frágil, uma vez que a cedência destas ligações equivale à rotura. No presente caso, adoptou-se como limite ao arrancamento uma força de 10 kN (Tabela 2).

A ligação dos frontais à alvenaria, nomeadamente paredes de fachada e empena, foi avaliada por amostragem a partir dos Frontais FX8, FX12 e FY5 (Paredes de Frontal - Figura 38). A nomenclatura adoptada para as ligações frontal – alvenaria e os resultados obtidos para a combinação sísmica de acções estão representados no Gráfico 2.

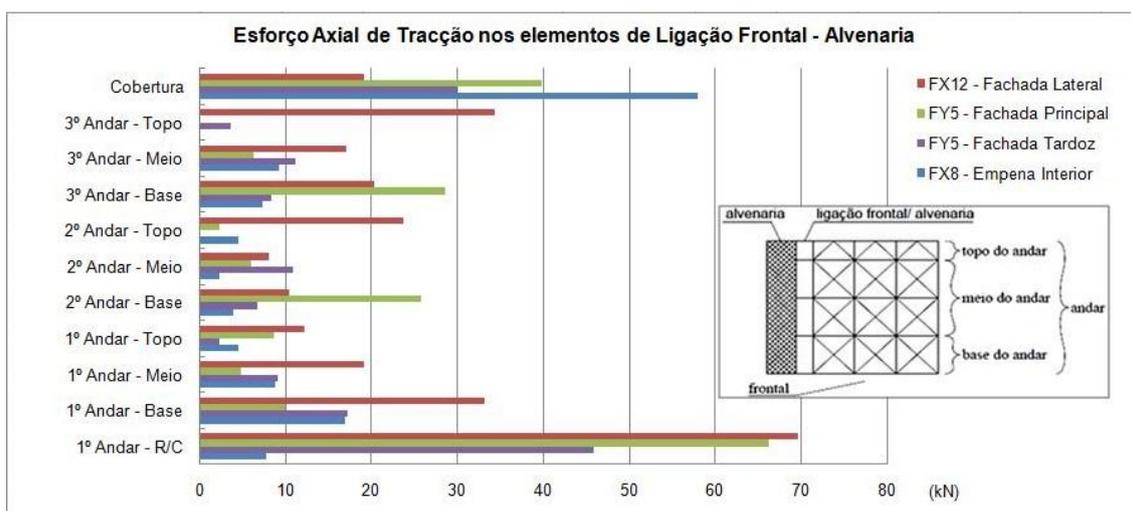


Gráfico 2 - Distribuição em altura dos esforços axiais de tracção nos elementos de ligação dos frontais seleccionados.

Os resultados obtidos indicam que partes das ligações dos frontais às paredes de alvenaria atingem a sua resistência à tracção para níveis de acção sísmica inferiores aos valores regulamentares. Estima-se que 41,7% das ligações da amostra excedem a força de resistência ao arrancamento, contra os 27,5% determinados com a análise de Oliveira (2009).

Verifica-se, igualmente, que a distribuição de forças de tracção acompanha as forças de inércia geradas em cada piso, atingindo valores máximos ao nível do 1º Andar e da Cobertura (concentração de massa devido à estrutura do telhado). O aumento da solicitação ao nível do

pavimento do 1º Andar advém da variação de rigidez entre o piso térreo de alvenaria e os andares superiores alvenaria-madeira, resultando num acréscimo de esforços actuantes.

Ao nível do quarteirão analisado com o espectro de resposta do RSA (1983; Oliveira, 2009) obteve-se uma percentagem de ligações em rotura correspondente a 35,5%, enquanto que, no actual cenário a percentagem sobe para 41,2%. A força de tracção máxima obtida no cálculo é de 99 kN ao nível do Frontal FY10 (ligação a parede de empena interior).

Em termos de tensões, a compressão máxima obtida é de -7,36 MPa ($N_{sd} = -73,6$ kN - Frontal FX10) correspondendo a 14,7% da tensão resistente (-50 MPa, Tabela 2), apontando para a elevada resistência à compressão destas ligações. A tensão de corte máxima é de 6,44 MPa ($V_{sd} = 42,9$ kN - Frontal FX11) superior aos 5 MPa determinado como admissível (Tabela 2), situação que se verifica em 12,5% das ligações estabelecidas.

Cardoso (2002) constatou que a eliminação destas ligações no modelo de cálculo leva ao incremento dos esforços nos elementos mais próximos. Contudo, estas ligações poderão igualmente esgotar a sua capacidade resistente à tracção para níveis semelhantes da acção sísmica.

Analisando os esforços obtidos ao nível da Ligação Frontal – Alvenaria no contexto do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009) observa-se a mesma tendência quanto à localização de esforços axiais elevados ao nível do 1º Andar e da Cobertura, facto suportado pela concentração de forças de inércia. No entanto, em relação às tensões de corte, em nenhum caso estas excedem o valor máximo resistente de 5 MPa (Tabela 2).

Com base em estudos anteriores, aponta-se que o mecanismo de derrubamento das fachadas de alvenaria para fora do seu plano encontra-se, em parte, condicionado pelo contraventamento conferido pelas paredes de frontal. Neste sentido, este mecanismo dependerá, necessariamente, da rotura destas ligações. Considera-se que os frontais, nomeadamente os elementos de ligação às paredes de alvenaria, podem funcionar como reforços localizados e por isso conferem alguma resistência ao destacamento das fachadas. Possivelmente, os “fusíveis” que condicionam a contribuição dos frontais para a resistência sísmica dos edifícios estão localizados na ligação Frontal - Alvenaria (Oliveira, 2009).

LIGAÇÃO PAVIMENTO – ALVENARIA

A ligação dos barrotes do pavimento às paredes de alvenaria foi avaliada para todas as ligações existentes. Os resultados estão “condicionados ao número de ligações definidas no modelo e à área de influência de cada ligação” (Oliveira, 2009). Os esforços foram organizados por pisos e encontram-se resumidos no Gráfico 3.

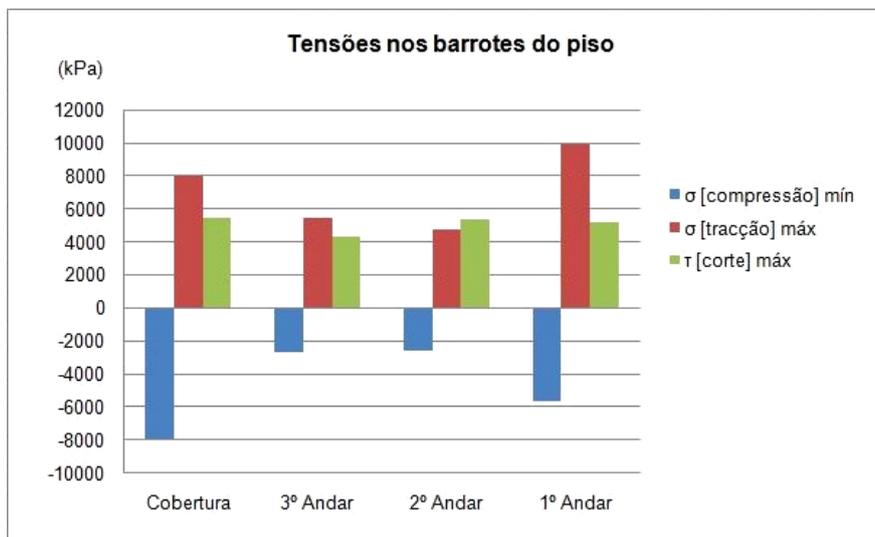


Gráfico 3 - Tensões máximas nos barrotos de piso.

Contabilizando a totalidade dos barrotos de ligação entre o pavimento e a fachada de alvenaria observa-se que 51% dos elementos excedem a força de arrancamento da ligação. O máximo esforço de tração ocorre ao nível da cobertura do Edifício A ($N_{sd} = 80 \text{ kN}$).

Em relação às tensões de compressão, os valores registados encontram-se folgados em comparação com o limite de resistência destes elementos (-50 MPa, Tabela 2). Em contrapartida, no caso das tensões de corte, a maioria dos casos encontra-se próximo do limite resistente (5 MPa, Tabela 2), sendo que o valor máximo determinado foi de 5,48 MPa ao nível da cobertura do Edifício B.

A solicitação dos barrotos de piso perante a acção sísmica definida no RSA (1983; Oliveira, 2009) aponta para níveis de tensões de compressão e de tração em média 40% inferiores, verificando-se no total que a percentagem de elementos com tração excessiva é inferior a 6%. Ainda, neste caso, as tensões de corte registadas são bastante inferiores, não condicionando o comportamento destes elementos.

As vigas do pavimento (barrotos) permitem solidarizar fachadas de alvenaria opostas melhorando o comportamento dos edifícios quando sujeitos a movimentos de oposição de fase gerados pela acção sísmica, limitando, portanto, a hipótese de queda simultânea das paredes de fachada para o exterior. Contudo, estes sistemas de ligação são menos eficientes quando comparados com os elementos de frontal que, para além de contraventarem as paredes de alvenaria a vários níveis, contribuem também para a resistência a forças de inércia induzidas pela acção sísmica.

5.2.4. DESLOCAMENTOS

Pela observação da envolvente dos deslocamentos do edifício para a acção sísmica, é possível compreender e identificar o mecanismo de colapso mais provável da estrutura. Para o efeito, definiram-se alinhamentos a meio da fachada de cada edifício de modo a obter os máximos deslocamentos na estrutura, dado que são zonas mais afastadas dos contraventamentos e das paredes meeiras. As paredes de alvenaria conferem elevada rigidez à estrutura, registando-se deslocamentos reduzidos no seu próprio plano.

Na Figura 40 identificam-se os alinhamentos de fachada avaliados. Nos Gráfico 4 e Gráfico 5 apresenta-se o andamento do deslocamento horizontal para cada direcção principal de deformação.

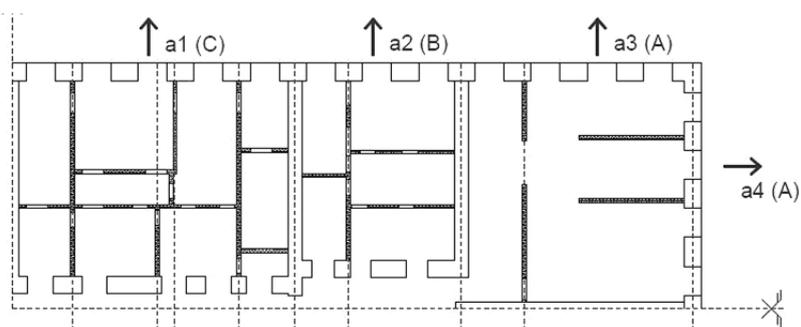


Figura 40 - Alinhamentos verticais localizados aproximadamente a meio das fachadas dos edifícios (Oliveira, 2009).

Os deslocamentos horizontais nos alinhamentos do Edifício de Gaveto (Edifício A - a3 e a4) são claramente superiores aos restantes alinhamentos (a1 e a2). A deformação máxima registada ocorre no alinhamento a3, com uma amplitude de 0,066 m. Merece referência o facto de os primeiros modos fundamentais do Quarteirão-Tipo corresponderem a vibrações dos edifícios de extremidade segundo o menor eixo do quarteirão.

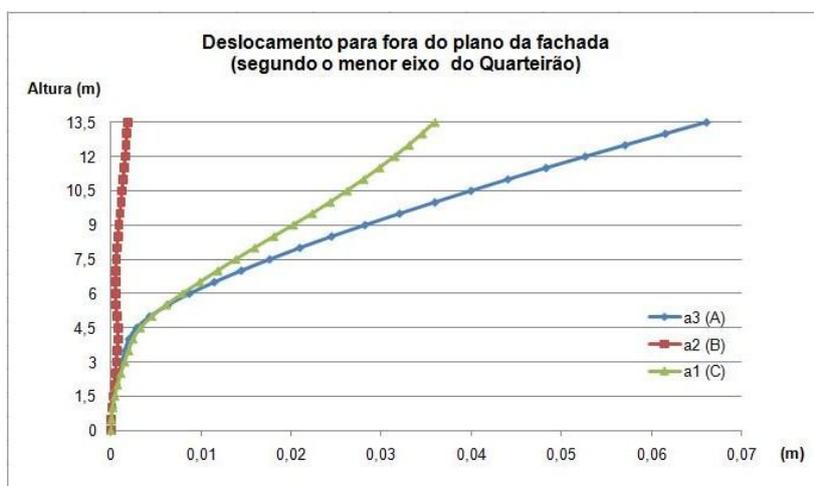


Gráfico 4 - Amplitude dos deslocamentos dos alinhamentos verticais a1 a a3.

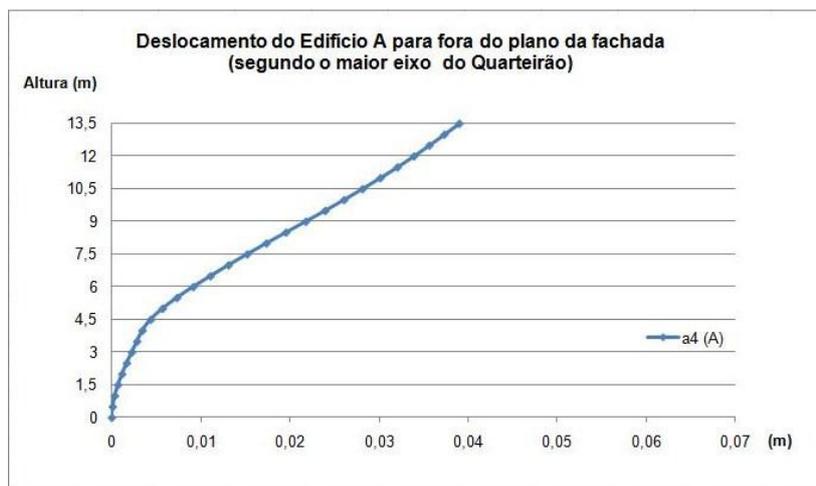


Gráfico 5 - Amplitude dos deslocamentos do alinhamento vertical a4.

A experiência tem demonstrado que os edifícios de gaveto sofrem, em média, mais danos que os restantes. O quarteirão apresenta elevada rigidez segundo o maior eixo de simetria, com fachadas longas que acabam por restringir a deformação global. Em geral, os deslocamentos dos edifícios mais flexíveis do interior das bandas são restringidos pelos edifícios mais rígidos. No entanto, os edifícios de extremidade, não se podendo apoiar num edifício adjacente, ficam por isso mais vulneráveis.

Determinados os deslocamentos horizontais, procedeu-se à determinação do deslocamento relativo entre pisos para os vários casos considerados. Atendendo aos limites preconizados no EC8-1 (2009) relativamente ao deslocamento relativo entre pisos, considera-se satisfeito o requisito de “limitação de danos” em todas as condições estabelecidas pelo regulamento. Neste caso, a acção sísmica em consideração no cálculo corresponde a uma acção de menor período de retorno associada ao requisito de limitação de danos. Os deslocamentos relativos para comparação obtêm-se, assim, pela multiplicação de um coeficiente de redução (Subcapítulo 4.3).

A situação mais condicionante ocorre ao nível da Cobertura do Edifício A, determinado segundo o alinhamento a3. O deslocamento relativo, em causa, corresponde a 0,01 m, aproximadamente 40% inferior ao limite admissível da situação mais condicionante apontada pelo regulamento, referente à limitação dos danos em “elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura”.

No Gráfico 6 e Gráfico 7 apresenta-se o deslocamento relativo entre pisos, dado pelo ângulo de distorção entre pisos, expresso em percentagem. Com estes gráficos, torna-se evidente a transição da amplitude dos deslocamentos entre o piso térreo e os pisos superiores, em parte consequência da diferença de rigidez dos elementos resistentes da estrutura em cada caso (alvenaria ou alvenaria - madeira).

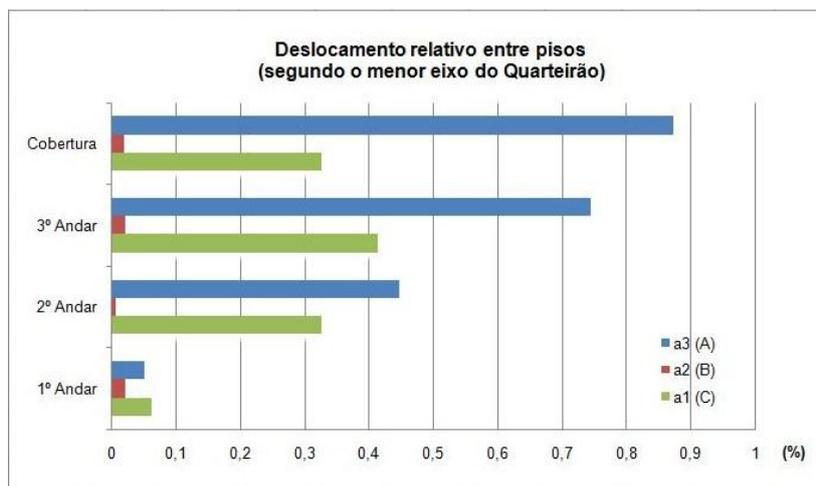


Gráfico 6 - Deslocamento relativo entre pisos dos alinhamentos verticais a1 a a3, expresso em percentagem.

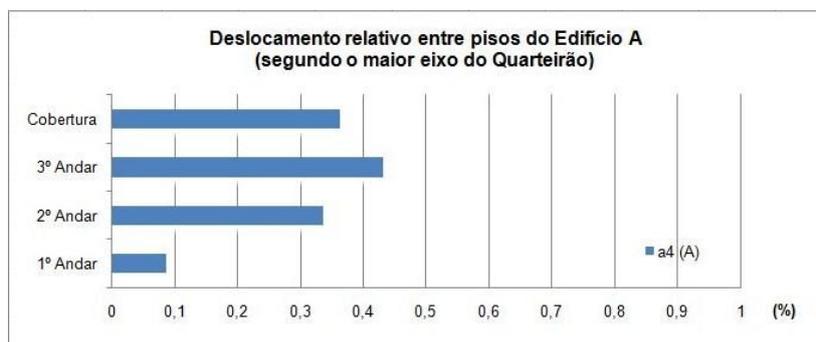


Gráfico 7 - Deslocamento relativo entre pisos do alinhamento vertical a4, expresso em percentagem.

Estabelecendo a comparação com os limites aceitáveis para o ângulo de distorção entre pisos, definidos pela Norma FEMA 356/357 (2000) tecem-se os seguintes comentários.

A situação mais gravosa verifica-se ao nível do Edifício A. No caso do alinhamento vertical da fachada segundo o maior eixo do quarteirão (a3), o valor máximo corresponde a 0,87%, pelo que o estado de conservação actual poderá evidenciar o pré-colapso do edifício, caso não sejam tomadas medidas preventivas. Em contrapartida, na direcção perpendicular (a4) o deslocamento relativo é mais moderado, o máximo registado é de 0,43% ao nível do 3º Andar. Os deslocamentos relativos do Edifício C (a1) apontam para um estado avançado de degradação do edifício que pode comprometer a segurança dos eventuais utilizadores, ao passo que o Edifício B (a2) apenas deverá apresentar algumas zonas fendilhadas.

Os deslocamentos obtidos com a análise do Quarteirão-Tipo de acordo com o espectro do RSA (1983; Oliveira, 2009) são ligeiramente inferiores. O deslocamento máximo registado, ao nível da cobertura, corresponde a 0,020 m, cerca de metade do agora determinado. Quanto ao deslocamento relativo entre pisos, obteve-se um quociente máximo de 0,21% (aproximadamente), verificado ao nível do edifício de gaveto. A classificação do estado de

danos, de acordo com a Norma Americana FEMA 356/357 (2000), indica para um estado avançado de degradação, contrariamente ao agora determinado.

5.3. SÍNTESE E CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO CONDICIONANTE

Na caracterização dinâmica do Quarteirão-Tipo (Subcapítulo 5.1) verificou-se que os primeiros modos de vibração correspondiam a configurações de deformação localizadas na banda de edifícios de gaveto (1º e 2º Modos de vibração - Tabela 4). Conforme exposto no subcapítulo anterior (5.2), registaram-se no edifício de gaveto alguns dos esforços mais elevados.

A selecção do edifício condicionante inserido no quarteirão obedeceu aos seguintes critérios:

- i) Tensões de compressão máximas na fachada principal e secundária, cerca de 80% da tensão resistente;
- ii) Tensão de corte máxima na ligação entre a fachada principal e secundária;
- iii) Esforço de tracção mais elevado nos montantes do Frontal FX12;
- iv) Força de tracção máxima na ligação do Frontal FY10 à parede de fachada;
- v) Esforços máximos na ligação pavimento – alvenaria;
- vi) Maiores deslocamentos para fora do plano das fachadas – alinhamentos a3 e a4;
- vii) Maiores deslocamentos relativos entre pisos – alinhamentos a3 e a4 – Estado de pré-colapso do edifício (FEMA 356/357, 2000).

Em resultado da análise efectuada, verifica-se que os edifícios posicionados na extremidade do quarteirão encontram-se, efectivamente, mais vulneráveis na resistência a acções horizontais. Decorrente das condições de fronteira e da própria interacção com os edifícios adjacentes, o edifício de gaveto tende a ser impulsionado segundo as duas principais direcções do quarteirão, desenvolvendo-se importantes forças de inércia na estrutura resistente do edifício.

Observando a estrutura interna do Edifício A (Figura 38), verifica-se que os alinhamentos dos frontais são mais dispersos em comparação com os restantes edifícios, não interligando na totalidade paredes de alvenaria opostas. Atendendo ao facto de 52% das ligações frontal – alvenaria se encontrarem em rotura e se terem registado os máximos esforços na ligação pavimento – alvenaria, apontando-se, neste caso, 47,6% das ligações em rotura, constata-se a fragilidade da estrutura de contraventamento das paredes de alvenaria.

Neste caso, perante a solicitação sísmica de acções, as paredes de fachada tendem a deformar-se mais facilmente para fora do seu plano, culminando no colapso da estrutura por derrubamento da fachada. Na pior das situações, pode gerar-se um efeito de “castelo de cartas”, em referência à designação dada por Cardoso (2002).

Refira-se no entanto, que o nível de esforços registados nos restantes edifícios podem igualmente comprometer a presente estabilidade estrutural perante a actuação de um sismo regulamentar. Apesar de se considerar o edifício de gaveto como o caso mais gravoso, a segurança do Quarteirão-Tipo encontra-se efectivamente comprometida de acordo com os contornos da actual regulamentação sísmica.

Admitindo como válido o modelo criado e desenvolvido por Oliveira (2009) e no pressuposto de que a ligação entre os elementos de madeira e alvenaria representa correctamente a realidade dos Edifícios Pombalinos, constata-se a vulnerabilidade das estruturas na resposta a acções horizontais.

As maiores fragilidades ocorrem ao nível das ligações entre paredes de alvenaria perpendiculares como nas ligações madeira – alvenaria. No primeiro caso as ligações foram mesmo modeladas de modo a simular a sua fraca resistência. No segundo caso, a percentagem de elementos que excedem a força de arrancamento, estimada de modo experimental, é muito elevada especialmente ao nível da cobertura (Gráfico 8).

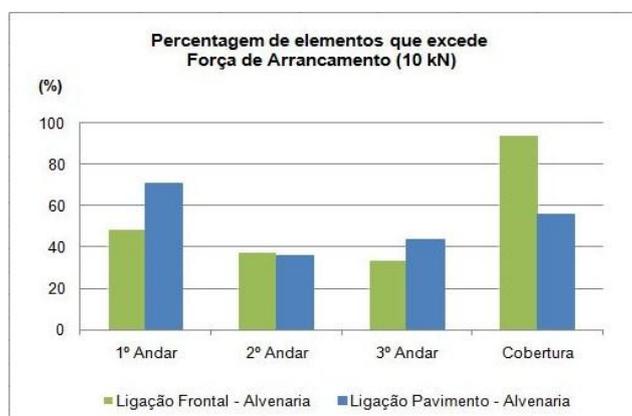


Gráfico 8 - Percentagem de elementos de ligação que excedem a Força de Arrancamento (Tabela 2).

5.4. INFLUÊNCIA DA REDUÇÃO DA INTENSIDADE DA ACÇÃO SÍSMICA

Esta secção pretende averiguar a influência da variação da intensidade sísmica sobre os esforços e a deformação da estrutura. Ao longo da análise anteriormente apresentada, alguns aspectos e resultados foram comparados com a análise desenvolvida por Oliveira (2009), considerando o espectro de resposta definido pelo RSA (1983). Estimou-se que a diferença entre as acelerações máximas dos dois espectros era de 50%, aproximadamente, não constituindo no entanto uma variação constante.

Seria interessante avaliar a hipótese de adoptar a abordagem especificada no Regulamento Sísmico Italiano (2003; 2005) que prevê a redução do nível de protecção sísmica perante a avaliação de estruturas existentes relativamente ao que se considera para construções novas.

Esta condição será, portanto, aplicável no caso de intervenções de reabilitação e reforço numa perspectiva de diminuição da vulnerabilidade do edificado, independentemente da tipologia construtiva. O regulamento permite, neste caso, reduzir a intensidade da acção sísmica até 65% do estimado para as novas construções.

De modo a tornar o processo de verificação mais expedito, resume-se a avaliação à determinação dos esforços nos elementos de ligação entre as paredes interiores de frontal e as paredes de alvenaria da fachada dos edifícios. As análises anteriores apontaram que estes elementos condicionam a contribuição dos frontais para a resistência sísmica dos edifícios, pelo que constituem ligações fundamentais para a estabilidade estrutural. Calculam-se, ainda, os deslocamentos ao nível da fachada dos edifícios para uma melhor percepção da evolução da deformação nos vários edifícios.

5.4.1. ELEMENTOS DE LIGAÇÃO: FRONTAL – ALVENARIA

A Ligação dos Frontais às paredes de Fachada e Empena foi avaliada através dos Frontais FX8, FX12 e FY5 que cobrem parte significativa das situações. A designação adoptada para as ligações frontal – alvenaria e os resultados obtidos para a combinação sísmica estão representados no Gráfico 9.

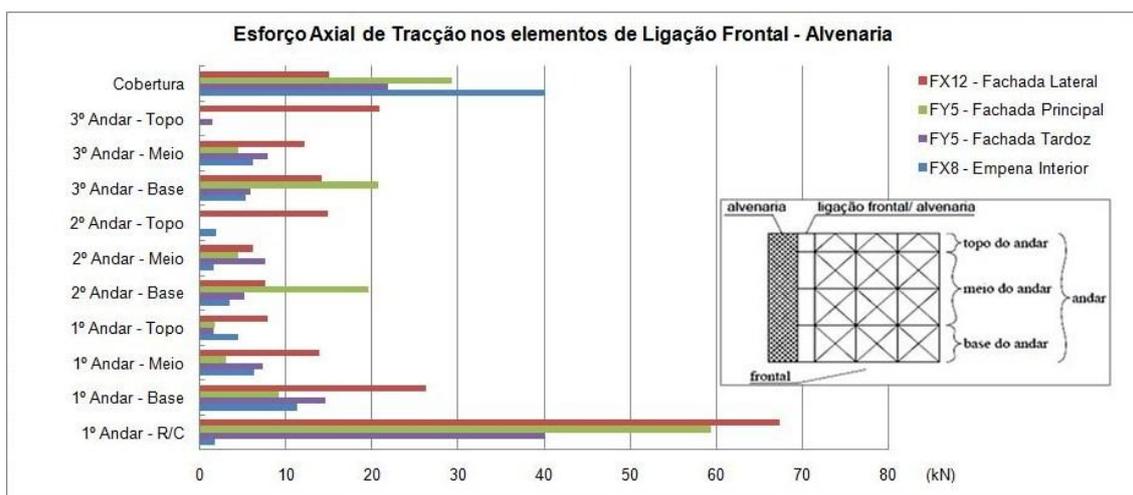


Gráfico 9 - Distribuição em altura dos esforços axiais de tracção nos elementos de ligação dos frontais seleccionados.

Analisando os resultados obtidos, verifica-se que cerca de 35,4% das ligações da amostra excedem a força de arrancamento estipulada (10 kN - Tabela 2), contra os 41,7% estimados com o espectro de resposta de projecto. Comparando, ainda, com os resultados determinados por Oliveira (2009), nesse caso contabilizou-se que 27,5% das ligações estão em rotura. Ou seja, uma redução de 65% na acção sísmica implicou, neste caso, uma redução de 6% no número de ligações em eminente rotura. A força de tracção máxima obtida no cálculo é de 67,5

kN ao nível do Frontal FX12 (ligação a fachada lateral) na transição entre o piso térreo e o 1º Andar, contrastando com os 69,6 kN obtidos com a análise do Quarteirão-Tipo.

Em relação aos restantes esforços, a tensão de compressão máxima na amostra é de -2,9 MPa ($N_{sd} = -29,18$ kN – Frontal FX12), cerca de 6% da tensão máxima resistente. Quanto à tensão de corte, o máximo registado ocorre ao nível do Frontal FX8, 3,3 MPa ($V_{sd} = 22,36$ kN), neste caso 67% do valor limite de resistência.

5.4.2. DESLOCAMENTOS

Analizou-se a amplitude dos deslocamentos ao nível da fachada dos vários edifícios do Quarteirão-Tipo (Subcapítulo 5.2.4 - Figura 40), resultantes da acção sísmica de intensidade reduzida. No Gráfico 10 e Gráfico 11 constam as amplitudes dos deslocamentos horizontais determinados e a comparação com os valores obtidos anteriormente com a acção sísmica de projecto. O Gráfico 12 e Gráfico 13 apresentam o cálculo do deslocamento relativo entre pisos, expresso em percentagem, segundo as duas direcções principais consideradas.

Com a redução da intensidade da acção sísmica verifica-se uma diminuição progressiva do deslocamento horizontal em todos os alinhamentos verticais analisados. Avaliando a variação de deslocamentos ao nível da cobertura, registam-se reduções de cerca de 35%, em média, com excepção do Edifício B. Neste caso, o deslocamento ao nível da cobertura diminui cerca de 53%. Contudo, o deslocamento absoluto do Edifício B é muito inferior quando em comparação com os restantes edifícios (reduziu de 0,18 cm para 0,08 cm ao nível da cobertura). Em contrapartida, no Edifício A o deslocamento máximo, ao nível da cobertura, reduziu de 0,066 m para 0,043 m, segundo o menor eixo do quarteirão (alinhamento a3).

De acordo com os pressupostos definidos pelo FEMA 356/357 (2000) quanto aos limites do ângulo de distorção entre pisos, em todos os casos analisados o quociente é inferior a 0,6% pelo que se pode classificar que os presentes edifícios se encontram em “estado avançado de degradação”, com excepção do Edifício B que mais uma vez apresenta valores inferiores a 0,1%. Esta classificação em muito contrasta com a anteriormente definida no fim da análise do Quarteirão-Tipo solicitado pela combinação sísmica de projecto. Os resultados indicavam que o Edifício A (Edifício de Gaveto) se encontrava em estado de pré-colapso, por apresentar ao nível da cobertura um deslocamento relativo de 0,87%. Com esta análise, o quociente reduziu-se a 0,66%. No caso dos Edifício B e C a classificação manteve-se sem alterações.

Numa última referência à avaliação dos deslocamentos, aponta-se a verificação dos limites preconizados no EC8-1 (2009) relativamente ao deslocamento relativo entre pisos. Neste sentido, considera-se satisfeito o requisito de “limitação de danos” em todos os casos.

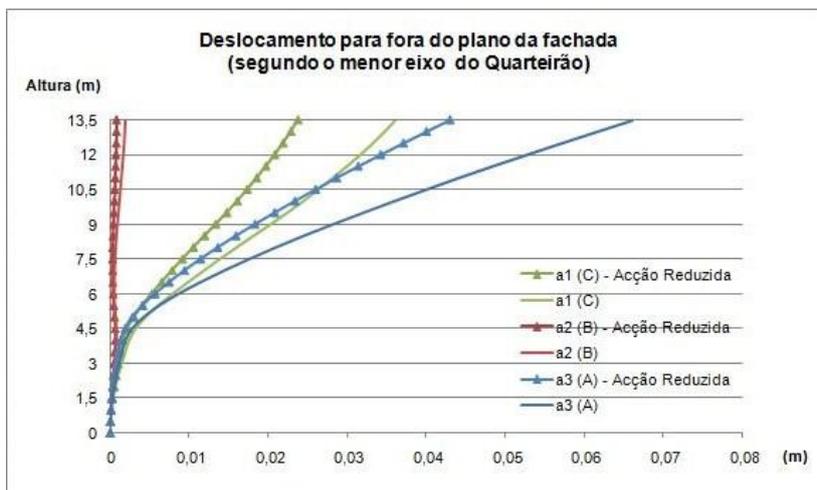


Gráfico 10 - Amplitude dos deslocamentos dos alinhamentos verticais a1 a a3, considerando o Quarteirão-Tipo Base e o Quarteirão-Tipo solicitado por ação sísmica reduzida.



Gráfico 11 - Amplitude dos deslocamentos do alinhamento vertical a4, considerando o Quarteirão-Tipo Base e o Quarteirão-Tipo solicitado por ação sísmica reduzida.

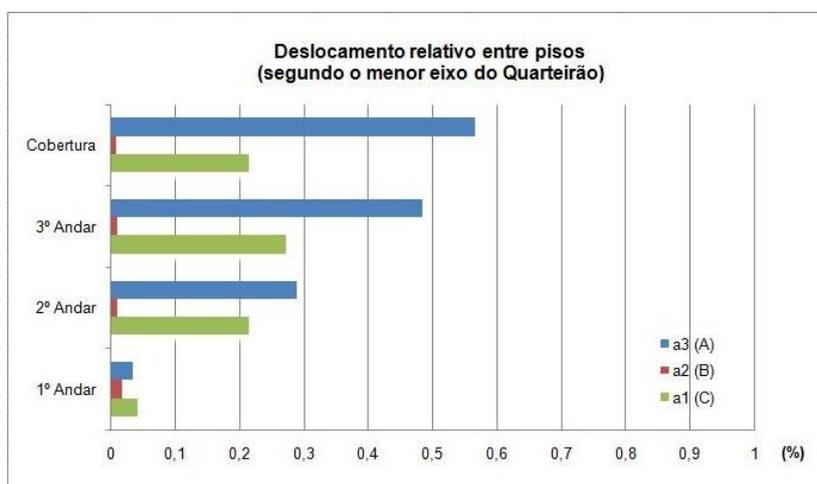


Gráfico 12 - Deslocamento relativo entre pisos dos alinhamentos verticais a1 a a3, expresso em percentagem.

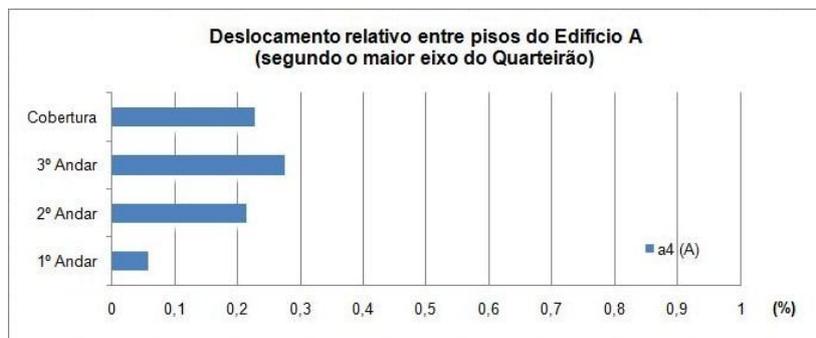


Gráfico 13 - Deslocamento relativo entre pisos do alinhamento vertical a4, expresso em percentagem.

5.5. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA ALVENARIA

Um aspecto que merece referência na nova regulamentação sísmica prende-se com a possibilidade de considerar a rigidez das estruturas de alvenaria inerentes ao seu comportamento em estado fendilhado, a ter em conta no cálculo da deformação.

Entende-se como uma importante evolução relativamente à “*prática de projecto sísmico-resistente que privilegia a utilização de maiores rigidezes, considerando que tal seria do lado da segurança por conduzir, normalmente, a valores de forças horizontais mais elevadas. De facto, reconhece-se hoje em dia, haver necessidade de uma avaliação mais correcta dos deslocamentos impostos pela acção sísmica nas estruturas, particularmente relevantes para a verificação dos efeitos de 2.ª ordem (P-delta) e para as verificações relacionadas com a limitação de danos não-estruturais*” (Lopes et al., 2008).

Nesta secção pretende-se comparar as diferenças ao nível do comportamento do Quarteirão-Tipo, considerando agora a redução da rigidez da estrutura de alvenaria.

O EC8-3 (Anexo 3 – Estruturas existentes de alvenaria; 2005) preconiza que na ausência de uma avaliação mais rigorosa, as contribuições para a rigidez podem ser tidas como metade do módulo de elasticidade dos elementos resistentes.

5.5.1. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS

Realizou-se uma nova análise dinâmica do Quarteirão-Tipo considerando a diminuição da rigidez da estrutura de alvenaria. Na Tabela 8 apresenta-se a comparação entre os resultados obtidos no modelo de base e no modelo agora definido.

Neste caso, para os 10 modos analisados, as percentagens de participação de massa correspondem a cerca de 35% segundo a direcção X (maior eixo do quarteirão) e de 38% segundo a direcção Y. Relembrando os resultados obtidos com o Quarteirão-Tipo de Base, na direcção X obteve-se uma participação de 30% e na direcção Y de 29%, valores relativamente

baixos mas justificados pela ocorrência de um número significativo de modos de vibração locais com frequências baixas, e que foram igualmente detectados na análise agora realizada.

Tabela 8 - Comparação dos modos de vibração para o Quarteirão-Tipo definido no caso de estudo base e o Quarteirão-Tipo com rigidez reduzida.

Modo	Quarteirão-Tipo: Caso de Estudo Base		Quarteirão-Tipo: Rigidez reduzida	
	f (Hz)	Descrição	f (Hz)	Descrição
1	1,49	Modo parcial anti-simétrico em Y. Translação dos edifícios de gaveto.	0,88	Modo parcial anti-simétrico em Y. Translação dos edifícios de gaveto.
2	1,49	Modo parcial simétrico em Y. Translação dos edifícios de gaveto.	0,87	Modo parcial simétrico em Y. Translação dos edifícios de gaveto.
3	1,65	Translação de uma das bandas em X.	0,70	Translação anti-simétrica das bandas em X.
4	1,65	Translação de uma das bandas em X.	0,70	Translação simétrica das bandas em X.
5	2,21	Translação anti-simétrica das bandas em X. Translação simétrica em Y dos edifícios centrais.	0,52	Translação simétrica em Y dos edifícios centrais.
6	2,21	Translação simétrica das bandas em X. Translação simétrica em Y dos edifícios centrais.	0,52	Translação simétrica em Y dos edifícios centrais.
7	2,21	Translação simétrica em Y dos edifícios centrais.	0,52	Translação anti-simétrica em Y dos edifícios centrais.
8	2,21	Translação simétrica em Y dos edifícios centrais.	0,52	Translação anti-simétrica em Y dos edifícios centrais.
9	2,40	Translação anti-simétrica em Y dos edifícios centrais.	0,47	Translação anti-simétrica das bandas em X. Translação anti-simétrica em Y dos edifícios de gaveto.
10	2,40	Translação anti-simétrica em Y dos edifícios centrais.	0,46	Modo parcial anti-simétrico em Y. Translação dos edifícios de gaveto.

Pela configuração dos modos de vibração, descritos na Tabela 8, o comportamento dinâmico do Quarteirão-Tipo em ambos os casos, segue as mesmas tendências de deformação. Contudo, e como seria de esperar, a estrutura tornou-se mais flexível. A frequência fundamental da estrutura diminuiu, aproximadamente 41%. A configuração do 1º modo de vibração corresponde, igualmente, a um modo parcial anti-simétrico, caracterizado pela deformação conjunta dos edifícios de gaveto segundo a direcção Y.

5.5.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA: DESLOCAMENTOS

Em termos da verificação de segurança do Quarteirão-Tipo para a combinação sísmica de acções, apenas será avaliada a deformação dos edifícios para fora do seu plano. Nos Gráfico 14 e Gráfico 15 encontra-se representado o deslocamento segundo os alinhamentos verticais na fachada dos edifícios anteriormente considerados (Subcapítulo 5.2.4 - Figura 40), representando-se ainda os resultados obtidos com a análise do Quarteirão-Tipo Base para uma melhor percepção da evolução da deformação do conjunto.

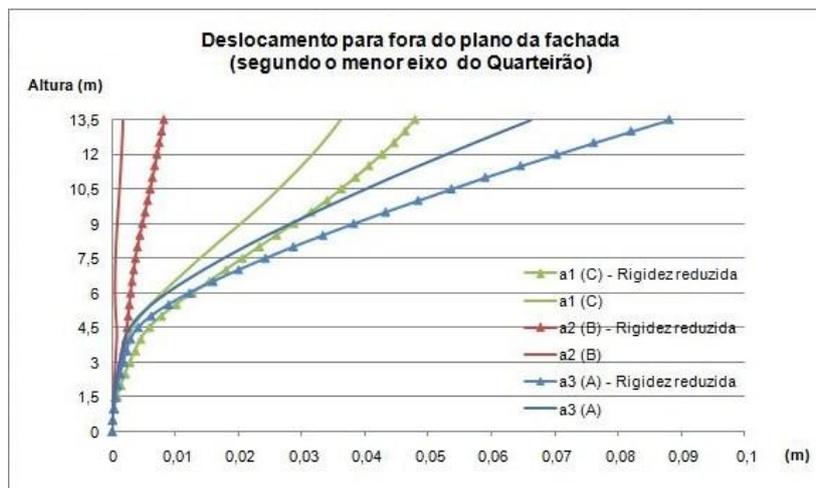


Gráfico 14 - Amplitude dos deslocamentos dos alinhamentos verticais a1 a a3, considerando o Quarteirão-Tipo Base e o Quarteirão-Tipo de rigidez reduzida.



Gráfico 15 - Amplitude dos deslocamentos dos alinhamentos verticais a4 para fora do plano da fachada (segundo o maior eixo do Quarteirão), considerando o Quarteirão-Tipo Base e o Quarteirão-Tipo de rigidez reduzida.

Em todos os casos é evidente o aumento global dos deslocamentos para fora da fachada em análise. Avaliando a variação de deslocamentos ao nível da cobertura, registam-se aumentos de cerca de 30%, em média, exceptuando o Edifício B. Neste caso, o deslocamento ao nível da cobertura aumentou quatro vezes, não esquecendo, no entanto, que o deslocamento de base no Edifício B era bastante inferior quando em comparação com os restantes edifícios do quarteirão. O deslocamento máximo total é de 0,088 m ao nível da cobertura do edifício de gaveto, segundo o maior eixo do quarteirão.

Nos Gráfico 16 e Gráfico 17 apresenta-se o deslocamento relativo entre pisos, dado pelo ângulo de distorção entre pisos, expresso em percentagem. De acordo com os limites estabelecidos para o ângulo de distorção entre pisos preconizados na Norma FEMA 356/357 (2000), não há alteração às classificações anteriormente definidas, mas evidencia-se a

situação particularmente gravosa do Edifício A para a deformação na direcção do maior eixo do quarteirão. De qualquer dos modos, é evidente o nível de degradação do quarteirão, em que apenas o Edifício B apresenta uma gama de valores inferiores a 0,1%, caracterizada por estado de fendilhação visível na estrutura, mas sem comprometer a utilização do edifício.

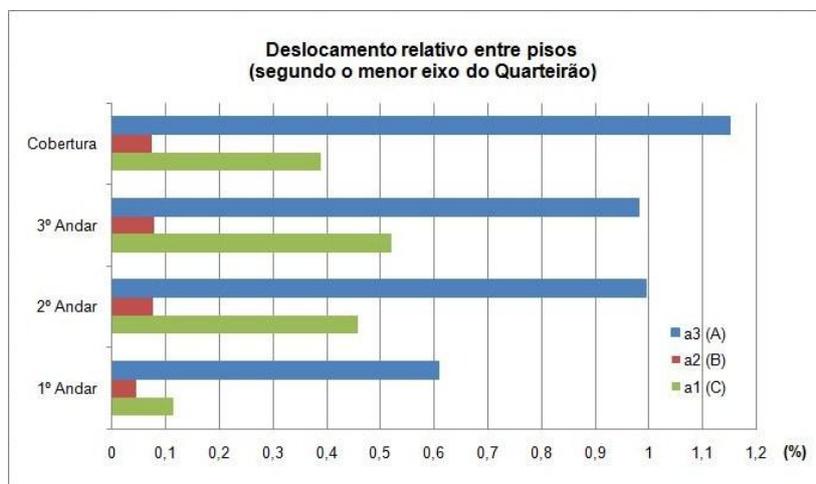


Gráfico 16 - Deslocamento relativo entre pisos dos alinhamentos verticais a1 a a3 para fora do plano da fachada (segundo o menor eixo do Quarteirão).

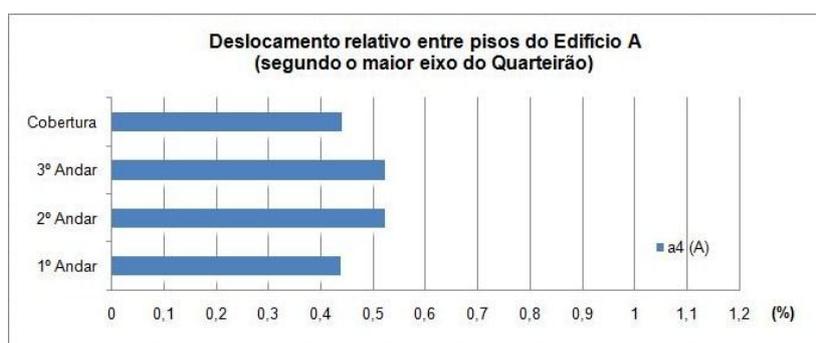


Gráfico 17 - Deslocamento relativo entre pisos do alinhamento vertical a4 para fora do plano da fachada (segundo o maior eixo do Quarteirão).

No entanto, de acordo com o preconizado no EC8-1 (2009), relativamente ao deslocamento relativo entre pisos, mais uma vez, considera-se satisfeito o requisito de “limitação de danos” em todos os casos analisados. O máximo deslocamento relativo é de 0,013 m, determinado segundo o alinhamento a3, ao nível da Cobertura do Edifício A. Corresponde a um aumento de 32%, aproximadamente, em relação ao determinado com o Quarteirão-Tipo original, mas inferior aos limites impostos pelo regulamento.

6. CASO DE ESTUDO: BANDA LONGITUDINAL DE EDIFÍCIOS COMBINADO COM EDIFÍCIO INTERIOR DA BANDA

A análise do comportamento dinâmico do Quarteirão-Tipo levantou a hipótese de analisar o conjunto de edifícios através de modelos mais simples, constituídos por bandas de edifícios do Quarteirão-Tipo. O presente caso de estudo compreende a verificação desta possibilidade e, em particular, aferir quanto à sua aplicabilidade num contexto real.

Por conseguinte, propõe-se o estudo do comportamento sísmico de uma “*banda de edifícios na sua maior direcção e a análise dos edifícios interiores dessa banda, isoladamente na direcção perpendicular*” (Oliveira, 2009). Os esforços actuantes na estrutura serão, assim, determinados por sobreposição dos resultados da análise na banda de edifícios com os resultados da análise do edifício na direcção perpendicular à banda. Procede-se, posteriormente, à comparação dos resultados obtidos com a análise do edifício interior inserido no contexto do Quarteirão-Tipo.

O Modelo Banda Longitudinal refere-se ao conjunto de seis edifícios com desenvolvimento na maior dimensão em planta do Quarteirão-Tipo. Neste caso, considera-se que a acção sísmica actua apenas segundo a principal direcção da banda (Figura 41).

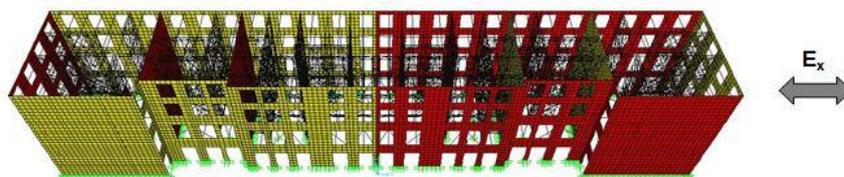


Figura 41 - Modelo de Análise da Banda Longitudinal de Edifícios.

Em complemento, analisa-se o comportamento do Edifício C do interior da banda, agora com a acção sísmica a actuar na direcção perpendicular (Figura 42).

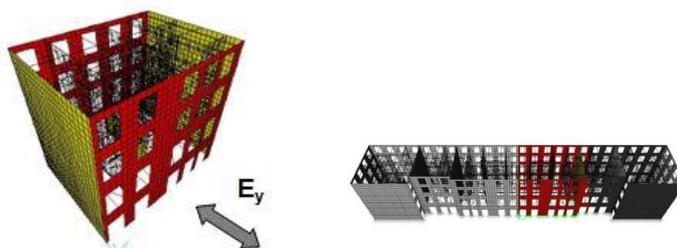


Figura 42 - Modelo de Análise do Edifício Interior da Banda de Edifícios.

Os modelos simplificados da banda de edifícios e do edifício isolado foram obtidos a partir do modelo global do Quarteirão-Tipo. Ao nível dos edifícios de extremidade da banda e do edifício isolado considerou-se, para o efeito, metade da espessura das paredes de empena, evidenciando, efectivamente, a partilha destes elementos com os edifícios adjacentes.

6.1. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS

6.1.1. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS: BANDA LONGITUDINAL DE EDIFÍCIOS

O comportamento em banda foi primeiramente identificado através da análise dinâmica do Quarteirão-Tipo. Interessa, portanto, avaliar as características modais do conjunto de edifícios quando destacados do quarteirão. Na Tabela 9 constam os principais modos de vibração e características dinâmicas da Banda Longitudinal de Edifícios.

Tabela 9 – Frequências e participação de massa dos principais modos de vibração da Banda Longitudinal de Edifícios.

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	Participação de Massa			
			Factor de FPM		Valor Acumulado	
			Direcção X	Direcção Y	Σ FPMX	Σ FPMY
1	0,70	1,42	4,7E-07	3,1E-02	0,00	0,03
2	0,70	1,42	2,6E-07	8,5E-02	0,00	0,12
3	0,61	1,65	2,9E-01	5,6E-09	0,29	0,12
4	0,45	2,21	1,7E-04	5,1E-03	0,29	0,12
5	0,45	2,21	5,1E-06	1,8E-01	0,29	0,30
6	0,42	2,40	1,4E-08	1,6E-05	0,29	0,30
7	0,38	2,65	1,5E-02	2,0E-09	0,31	0,30
8	0,37	2,70	1,5E-05	2,3E-02	0,31	0,32
9	0,37	2,72	2,7E-03	1,1E-04	0,31	0,32
10	0,35	2,88	5,1E-05	1,5E-01	0,31	0,47

FPM – Factor de Participação de massa para cada direcção.

A frequência fundamental de vibração da Banda de Edifícios é de 1,42 Hz. Contabilizando os primeiros 25 modos de vibração, atingiu-se um factor de participação de massa acumulada de 67% e de 58% para as direcções X (maior dimensão em planta) e Y, respectivamente. No 400º modo de vibração, a participação de massa acumulada corresponde a 85% na direcção X e a 90% na direcção Y.

Procede-se agora a uma caracterização generalista dos primeiros modos de vibração e a ilustração da respectiva configuração (Figura 43 a Figura 49).

1º MODO DE VIBRAÇÃO (f = 1,42 Hz):

Modo de vibração parcial da banda, de reduzida participação de massa (3% segundo Y – menor eixo da banda). Origina um movimento de translação anti-simétrica com maior contribuição dos edifícios de extremidade, especialmente do edifício da extremidade direita (Figura 43), em tudo semelhante à configuração do 1º Modo do Quarteirão-Tipo (f = 1,49 Hz - Figura 19).

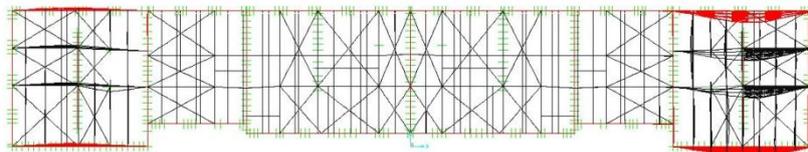


Figura 43 - Modo 1 - Planta da Banda de Edifícios.

2º MODO DE VIBRAÇÃO (f = 1,42 Hz):

Modo de vibração parcial da banda, igualmente de reduzida participação de massa (12% segundo Y). Neste caso, os edifícios de extremidade vibram no mesmo sentido (Figura 44) em oposição ao 1º Modo de vibração (Figura 43).

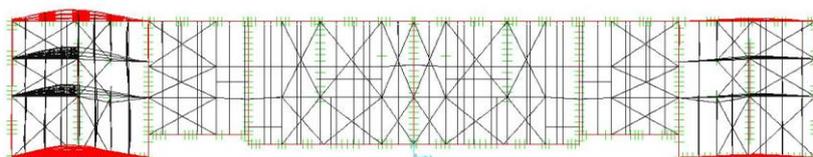


Figura 44 - Modo 2 - Planta da Banda de Edifícios.

3º MODO DE VIBRAÇÃO (f = 1,65 Hz):

Primeiro modo de vibração segundo X, com uma participação de massa de 29%, nesta direcção. Mobiliza a contribuição do conjunto no mesmo sentido (Figura 45). O 3º e 4º Modos de vibração do Quarteirão-Tipo correspondem à mobilização das bandas longitudinais em sentidos opostos e no mesmo sentido, alternadamente, com igual frequência de vibração (f = 1,65 Hz - Figura 21 e Figura 22).

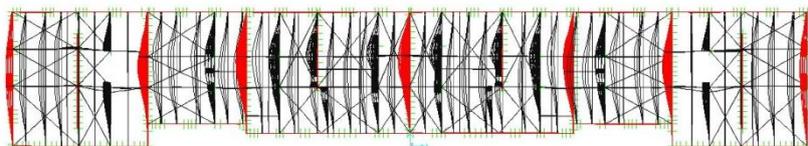


Figura 45 - Modo 3 - Planta da Banda de Edifícios.

4º E 5º MODOS DE VIBRAÇÃO (f = 2,21 Hz):

O 4º Modo corresponde à vibração dos edifícios do centro da banda segundo a direção Y de forma anti-simétrica (Figura 46). No caso do Quarteirão-Tipo, o 9º e 10º Modos de vibração (f = 2,40 Hz) seguem a mesma tendência, variando apenas a faixa do quarteirão que vibra de forma mais expressiva (Anexo I – Figura 89 e Figura 90).

Com o 5º Modo de vibração, os edifícios centrais vibram agora no mesmo sentido, segundo Y (Figura 47), representado um aumento de 18% na participação de massa. No caso do Quarteirão-Tipo, a configuração do 7º e 8º Modos (f = 2,21 Hz) corresponde ao mesmo movimento “harmônico” central, faseado em cada banda (Anexo I – Figura 87 e Figura 88).

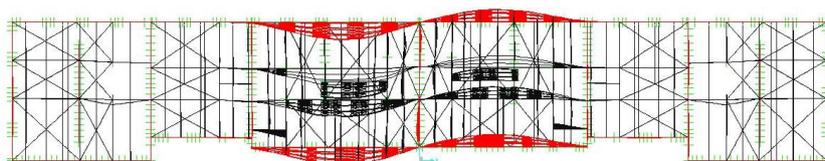


Figura 46 - Modo 4 - Planta da Banda de Edifícios.

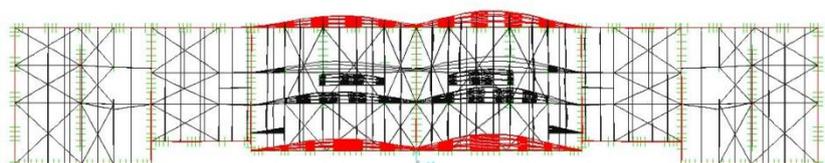


Figura 47 - Modo 5 - Planta da Banda de Edifícios.

6º MODO DE VIBRAÇÃO (f = 2,40 Hz):

Corresponde a um modo de vibração simétrico em relação ao eixo Y, de baixa participação modal, resultado da compensação do movimento dos edifícios da extremidade para o centro da banda. A configuração do modo será, em parte, consequência da deformação axial dos pavimentos, definida no modelo (Figura 48). Comparando com o Quarteirão-Tipo, uma configuração semelhante ocorre no 6º Modo (f ≈ 2,21 Hz), num movimento anti-simétrico e simétrico, respectivamente, das bandas na direção X (Anexo I – Figura 86).

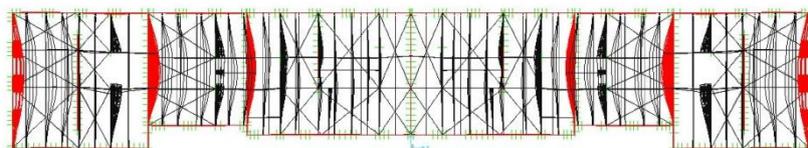


Figura 48 - Modo 6 - Planta da Banda de Edifícios.

7º MODO DE VIBRAÇÃO (f = 2,65 Hz):

Este modo de vibração apresenta uma configuração anti-simétrica segundo Y, igualmente caracterizado por um movimento “harmónico” (Figura 49). No entanto, denota-se que os edifícios de extremidade tendem a vibrar na direcção Y, enquanto que os restantes vibram maioritariamente segundo X em sentidos opostos relativamente a um eixo médio.

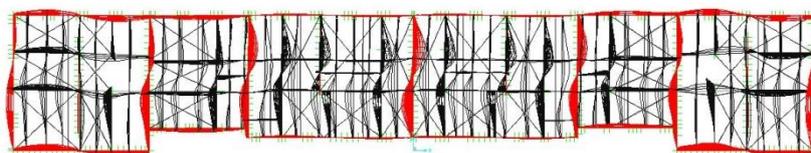


Figura 49 - Modo 7 - Planta da Banda de Edifícios.

Os modos de vibração seguintes caracterizam-se por um incremento progressivo da participação de massa na direcção Y. A deformação concentra-se, essencialmente, ao nível dos edifícios de extremidade da banda, alternando vibrações em fase e oposição de fase. Apenas após o 13º Modo a participação de massa segundo o maior desenvolvimento da banda ganha mais expressão.

Comparando a configuração dos modos de vibração dos Modelos da Banda Longitudinal e do Modelo do Quarteirão-Tipo observa-se que os primeiros modos de vibração ocorrem em zonas localizadas da estrutura e correspondem a casos em que parte da massa vibra em oposição de fase, anulando a sua participação de massa no contexto global.

Com o Modelo de Banda torna-se evidente a deformação conjunta dos edifícios, segundo a maior dimensão em planta, como anteriormente identificado ao nível do Quarteirão-Tipo. Importa referir que a correspondente configuração ocorre em ambos os modelos para a mesma frequência de vibração (3º Modo - f = 1,65 Hz). Atendendo às semelhanças entre a configuração de deformação e frequências dos principais modos de vibração em análise, pode concluir-se que o Modelo da Banda Longitudinal de Edifícios pode ser adequado para simular o comportamento dinâmico do Quarteirão-Tipo.

6.1.2. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS: EDIFÍCIO INTERIOR DA BANDA

Na Tabela 10 estão resumidas as frequências próprias obtidas para os primeiros modos de vibração do Edifício C do interior da banda de edifícios. Seguidamente tecem-se alguns comentários quanto à configuração dos primeiros modos de vibração (Figura 50).

A frequência fundamental de vibração do Edifício C é de 1,27 Hz, modo caracterizado por uma expressiva participação de massa segundo X, aproximadamente 29%, direcção de deformação anteriormente restringida pela presença dos edifícios adjacentes. Esta configuração de

deformação é em tudo semelhante à configuração do 3º e 4º Modos do Quarteirão-Tipo ($f = 1,65$ Hz - Figura 21 e Figura 22), assim como do 3º Modo da Banda Longitudinal de Edifícios ($f = 1,65$ Hz - Figura 45).

O 2º Modo corresponde à translação do edifício na direcção Y, com uma participação de massa de 40%. Neste caso, a configuração é semelhante ao 7º e 8º Modos do Quarteirão-Tipo ($f = 2,60$ Hz) e ao 4º e 5º Modos da Banda Longitudinal de Edifícios ($f = 2,21$ Hz - Figura 46 e Figura 47).

Tabela 10 - Frequências e participação de massa dos principais modos de vibração da Banda Longitudinal de Edifícios.

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	Participação de Massa			
			Factor de FPM		Valor Acumulado	
			Direcção X	Direcção Y	Σ FPMX	Σ FPMY
1	0,79	1,27	0,29	0,00	0,29	0,00
2	0,46	2,16	0,00	0,40	0,30	0,40
3	0,42	2,36	0,03	0,00	0,33	0,40
4	0,34	2,91	0,05	0,00	0,38	0,40
5	0,33	3,05	0,09	0,00	0,47	0,41
6	0,30	3,38	0,14	0,00	0,61	0,41
7	0,27	3,74	0,05	0,01	0,66	0,42
8	0,26	3,86	0,00	0,21	0,66	0,63
9	0,24	4,25	0,02	0,00	0,69	0,63
10	0,21	4,66	0,00	0,00	0,69	0,63

FPM – Factor de Participação de massa para cada direcção.

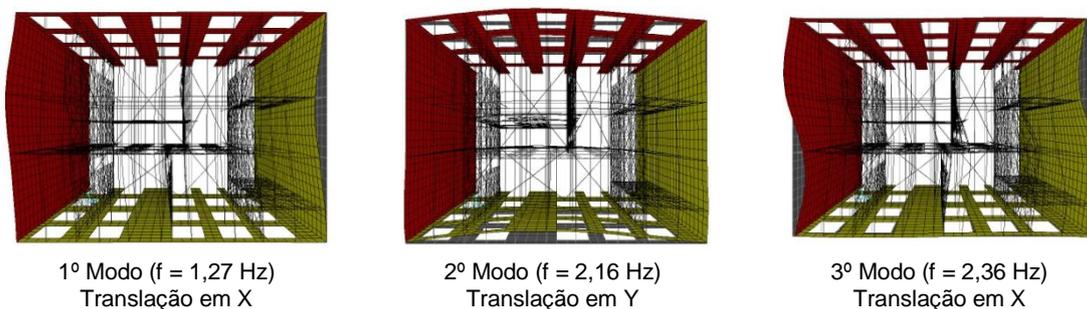


Figura 50 - Configuração dos primeiros modos de vibração do Edifício C.

Observando a configuração dos principais modos de vibração do edifício isolado, torna-se evidente a contribuição dos frontais na solidarização de paredes de alvenaria opostas, limitando os deslocamentos relativos. Contudo, logo no 3º Modo de vibração surgem modos de torção que não são identificáveis no Modelo do Quarteirão-Tipo ou no Modelo da Banda Longitudinal devido às restrições existentes. Note-se que essas condições foram estabelecidas

no pressuposto de que as ligações pavimento – alvenaria e frontal – alvenaria são fidedignas (Oliveira, 2009).

No Modelo do Quarteirão-Tipo, ou mesmo no Modelo da Banda de Edifícios, denota-se a reduzida deformação das paredes de empena no seu próprio plano. Pode concluir-se que a partilha de paredes de empena por diferentes edifícios reduz os efeitos de torção global ao nível de cada edifício, pois não podem rodar separadamente uns dos outros, mesmo tendo em conta a reduzida rigidez dos pavimentos.

6.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

No presente caso de estudo a análise será centrada no comportamento sísmico do Edifício C. Pretende-se confrontar os resultados obtidos ao nível do Quarteirão-Tipo com a combinação de resultados da Banda Longitudinal de Edifícios e o Edifício do Interior da Banda, considerando as diferentes solicitações direccionais da acção sísmica.

Para a combinação dos esforços e deformações no Edifício C, o valor máximo do efeito da acção sísmica na estrutura será calculado pela aplicação da raiz quadrada da soma do quadrado dos esforços devidos a cada componente horizontal da acção sísmica, vulgarmente designado SRSS.

No entanto, por se recorrer a uma análise combinada, sucede a impossibilidade numérica de combinar e representar a distribuição de tensões resultante nas paredes de alvenaria da estrutura. Neste sentido, a análise da distribuição das tensões será apresentada para ambos os modelos simplificados em separado. No fim da análise desenvolvem-se alguns comentários qualitativos quanto à envolvente de tensões nas paredes de alvenaria do Edifício C.

No Anexo II e III podem ser consultadas as verificações de segurança desenvolvidas no contexto do Modelo Banda Longitudinal de Edifícios actuada pela acção sísmica na sua maior dimensão (Anexo II) e do Modelo do Edifício Isolado solicitado agora na direcção perpendicular ao desenvolvimento da banda (Anexo III). A análise do comportamento sísmico dividiu-se entre a avaliação dos esforços e tensões nos elementos estruturais e no estudo dos deslocamentos em pontos de referência, dentro dos padrões já apresentados.

6.2.1. PAREDES DE ALVENARIA: BANDA LONGITUDINAL DE EDIFÍCIOS

PAREDES DE FACHADA

As Figura 51 a Figura 56 correspondem à distribuição das tensões verticais e de corte registados nas paredes de alvenaria de fachada perante a solicitação da acção sísmica segundo a maior dimensão da banda de edifícios.

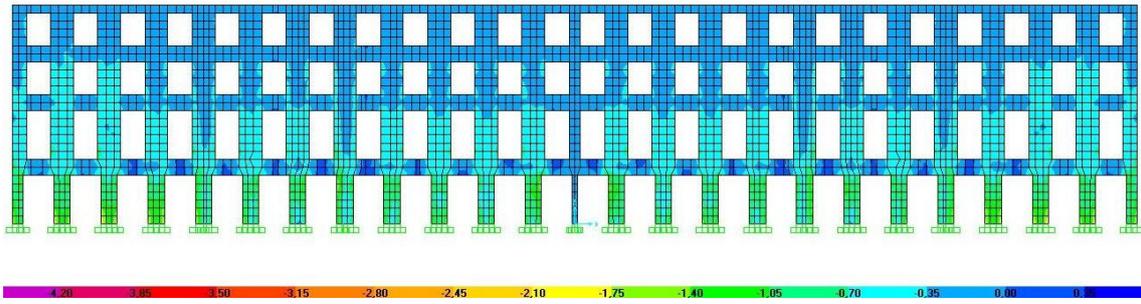


Figura 51 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal da Banda de Edifícios devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).

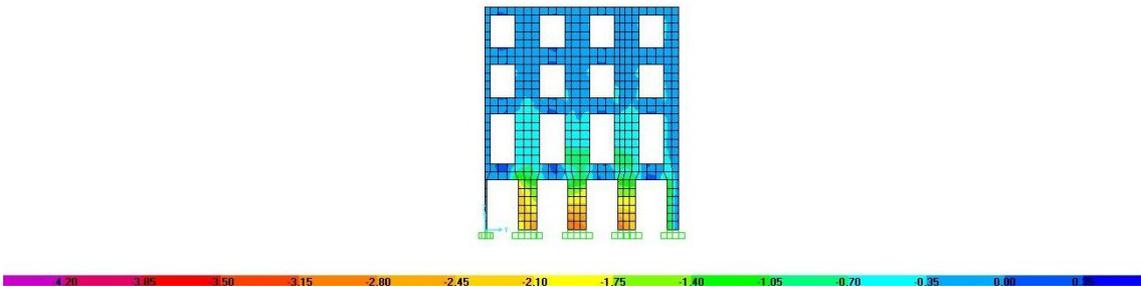


Figura 52 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária da Banda de Edifícios devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).

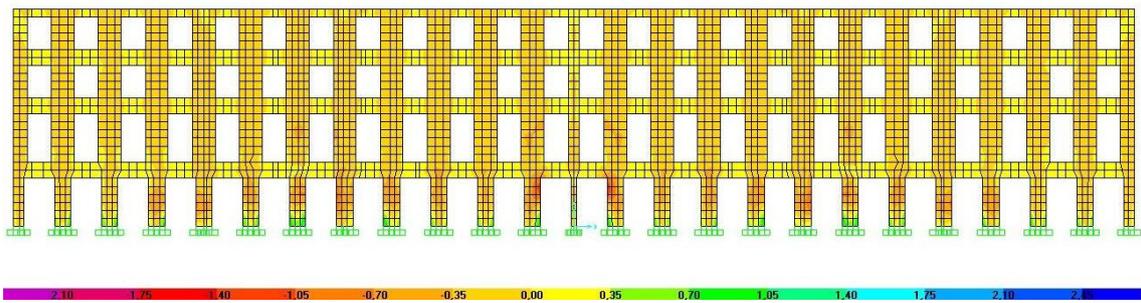


Figura 53 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal da Banda de Edifícios devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - MPa).

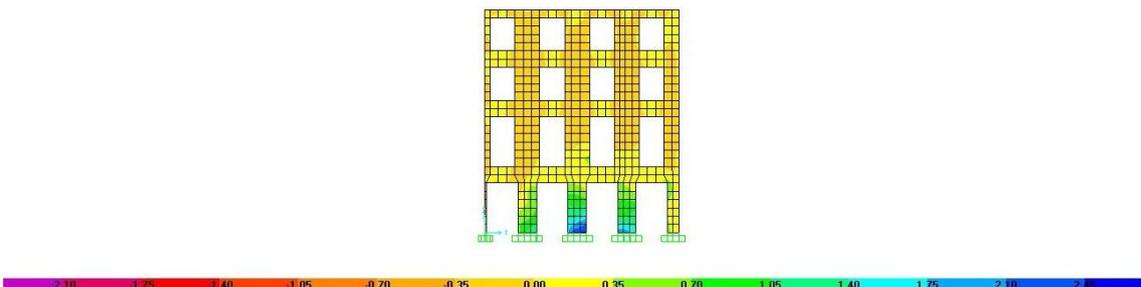


Figura 54 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária da Banda de Edifícios devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - MPa).

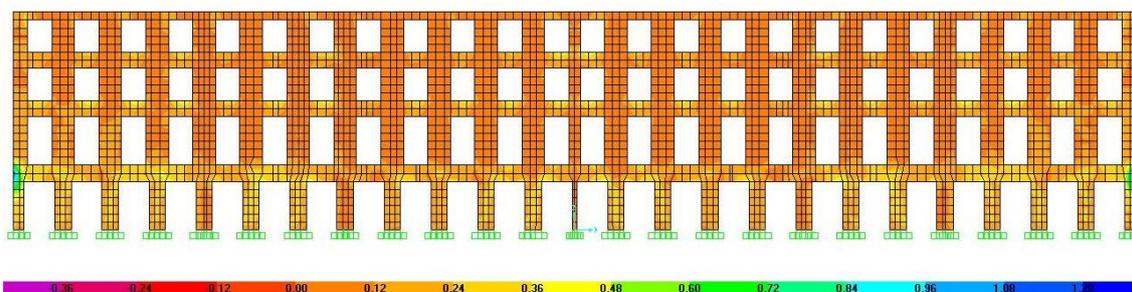


Figura 55 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada principal da Banda de Edifícios devido à Combinação Sísmica (MPa).

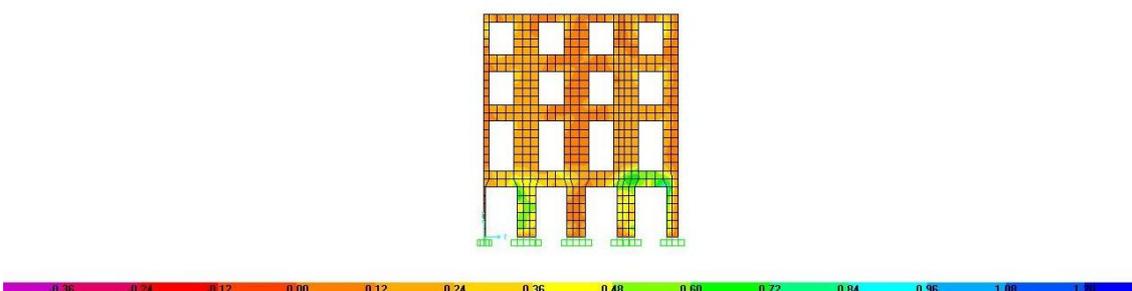


Figura 56 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada secundária da Banda de Edifícios devido à Combinação Sísmica (MPa).

A distribuição dos esforços de compressão nas fachadas apresenta uma configuração admissível atendendo aos limites resistentes estimados para a pedra calcária, material constituinte da fachada do piso térreo e da alvenaria de taipal ao nível dos pisos superiores.

A maior concentração de tensões de compressão regista-se ao nível do piso térreo, como seria de esperar. Observando a fachada principal da banda de edifícios obtém-se, no pior dos casos, tensões da ordem de -1,4 MPa (Figura 51). A fachada secundária encontra-se mais solicitada, atingindo tensões de -2,1 MPa (Figura 52). De notar que a acção sísmica actua na direcção perpendicular à fachada em causa e, em qualquer dos casos, a tensão máxima de compressão da pedra calcária é de -5 MPa (Tabela 2).

Na base de alguns destes pilares denota-se uma concentração de tensões tracção, apontando para a possível fendilhação ou esmagamento destes elementos. Com a fendilhação, ocorrerá uma redução da rigidez global dos pilares e a redistribuição de esforços por outros elementos verticais na proximidade. No entanto, e como referido, os elementos de fachada apresentam alguma reserva de resistência à compressão.

Em relação às tensões de corte, os valores resistentes são excedidos ao nível dos lintéis sob as aberturas da fachada, principalmente nos edifícios de extremidade da banda e nos edifícios mais interiores. Na fachada secundária, desenvolve-se um estado de tensões de corte mais expressivo nos pilares do piso térreo. Atendendo a que a tensão de corte resistente depende

do estado de compressão da secção (Lei de Mohr Coulomb – Equação 3.1), considera-se que o efeito será, em parte, equilibrado.

A situação mais gravosa ocorre ao nível da ligação entre fachadas. As tensões de corte que se desenvolvem nestas zonas singulares podem comprometer a resistência da ligação, condicionando o trabalho conjunto entre paredes contíguas e a perda do apoio ao longo da altura. No presente caso, registam-se valores de tensão de corte que em muito excedem os limites resistentes, estipulados em 0,01 MPa.

PAREDES DE EMPENA

Analisaram-se os esforços da parede de alvenaria comum ao Edifício B e C da Banda de Edifícios (Subcapítulo 3.1 - Figura 14); a correspondente distribuição de tensões encontra-se representada na Figura 57 a Figura 59.

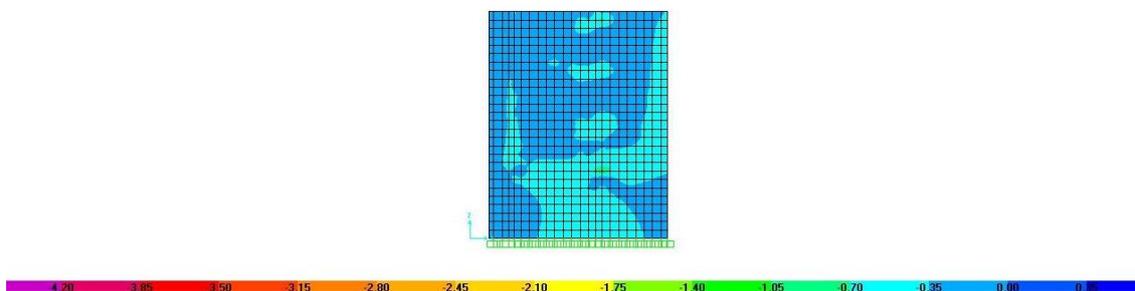


Figura 57 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena da Banda de Edifícios devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).

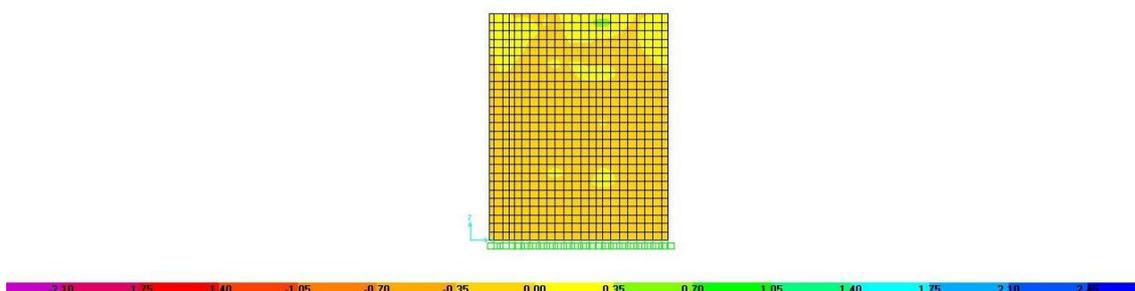


Figura 58 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena da Banda de Edifícios devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - MPa).

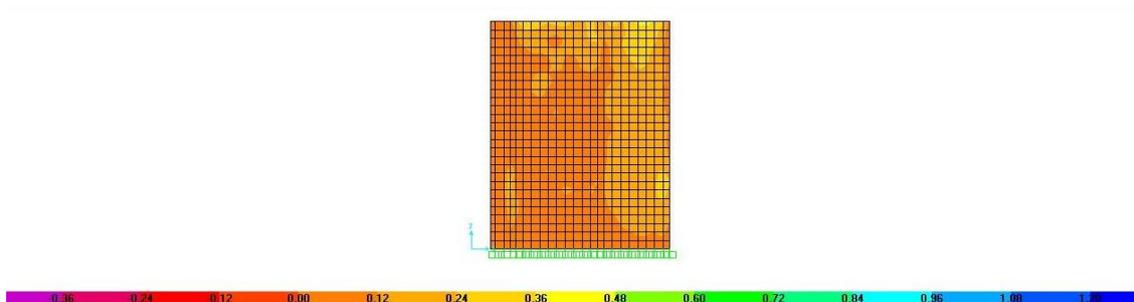


Figura 59 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de empena da Banda de Edifícios devido à Combinação Sísmica (MPa).

As tensões verticais registadas, com excepção de algumas zonas pontuais, não excedem a tensão máxima admissível definida para as paredes de empena. A existência de tracções no topo das paredes será em parte compensada pelas cargas provenientes da cobertura.

Quanto às tensões de corte, registam-se valores bastante superiores aos resistentes, com especial atenção no último piso onde se atinge cerca do dobro dos valores admissíveis. Neste caso, os primeiros danos (fendilhação) nesses elementos ocorrem para valores de acção sísmica com metade da intensidade da acção regulamentar. Também se observa alguma perturbação de tensões nos alinhamentos verticais de ligação das paredes de alvenaria entre si, nomeadamente na ligação entre a parede de fachada e de empena.

Comparando a análise com os resultados obtidos ao nível do Quarteirão-Tipo, verifica-se que os valores da distribuição de tensões devido à combinação sísmica de acções apresentam a mesma ordem de grandeza, com excepção das tensões de corte.

No caso do Modelo Banda de Edifícios, as tensões de corte máximas são, aproximadamente, três vezes superiores ao valor resistente, indicando que esses elementos atingem o seu limite de resistência para um terço da acção sísmica regulamentar. Nas paredes de empena, estes valores são duas vezes superiores aos resistentes. Na análise do Quarteirão-Tipo, as tensões de corte também foram excedidas, registando-se em ambos os casos um factor de carga de ordem 3 (quociente entre o valor actuante e resistente de dada grandeza).

Tanto na análise ao nível do Quarteirão-Tipo como agora no modelo simplificado da Banda Longitudinal, verificou-se que os alinhamentos verticais que estabelecem a ligação entre paredes de alvenaria perpendiculares apresentam estados internos de tensão que em muito ultrapassam os valores limites ao corte, especialmente na ligação entre a fachada principal e a fachada secundária, nos edifícios de extremidade.

6.2.2. PAREDES DE ALVENARIA: EDIFÍCIO DO INTERIOR DA BANDA

PAREDES DE FACHADA

As Figura 60 a Figura 62 correspondem à distribuição das tensões verticais e de corte na fachada principal do edifício em análise devido à combinação sísmica de acções.

Ao observar a distribuição de tensões de compressão (Figura 60), torna-se evidente a margem de segurança existente em comparação com a tensão resistente indicada na Tabela 2, tanto ao nível dos pilares do piso térreo como nos elementos de fachada dos pisos elevados.

Em relação às tensões de tracção, os valores máximos registados correspondem à ligação entre os lintéis e os pilares, nos cantos das aberturas das janelas. No entanto, a ordem de grandeza dos valores é praticamente irrelevante, ao desprezar o fenómeno nos lintéis, identificado e comentado nas análises anteriores (Subcapítulo 5.2.1 - Figura 26). Quanto aos pilares no piso térreo, será de esperar o agravamento dos esforços nos elementos verticais na proximidade, consequência da fendilhação e diminuição de rigidez dos pilares em causa.

Perante a combinação sísmica de acções, a distribuição de tensões de corte concentra-se ao nível dos lintéis da fachada e na base dos pilares de fachada. Atendendo ao estado de compressão nos elementos de fachada e aplicando a Lei de Mohr-Coulomb, a distribuição das tensões de corte não parecem exceder os valores limites admissíveis.

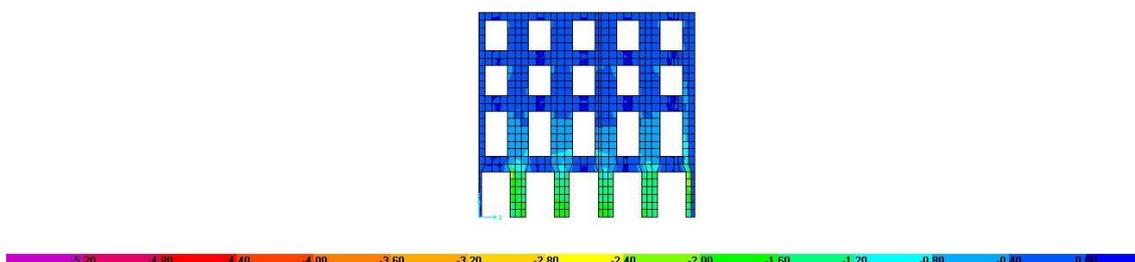


Figura 60 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal do Edifício Interior da Banda devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).

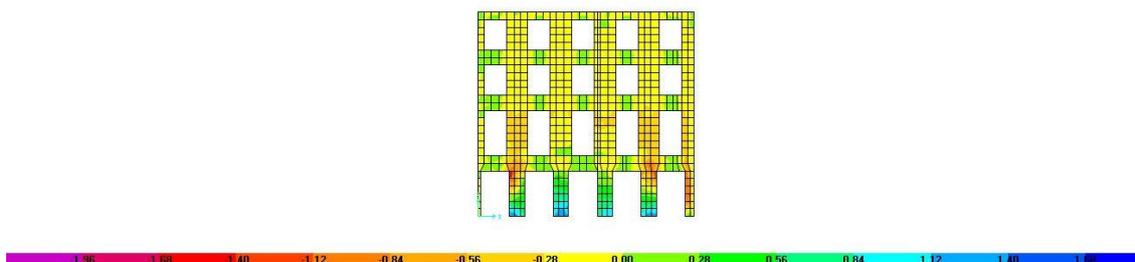


Figura 61 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal do Edifício Interior da Banda devido à Combinação Sísmica (Tracção Máxima - MPa).

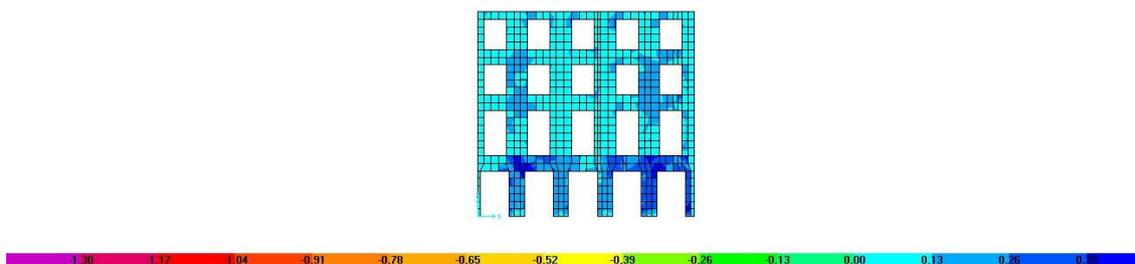


Figura 62 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada principal do Edifício Interior da Banda devido à Combinação Sísmica (MPa).

PAREDES DE EMPENA

Seguidamente apresenta-se a distribuição de tensões nas paredes de empena que permitem a separação física entre os edifícios. Foram analisadas ambas as fachadas de empena do edifício isolado para compreender a diferença de comportamento (Figura 63 a Figura 68).

A distribuição das tensões de compressão em nenhum caso excede os limites admissíveis do material e os maiores valores de tensão ocorrem ao nível da base do edifício. Comparando as duas fachadas de empena do edifício, a fachada lateral esquerda ($x=0m$), coincidente com o eixo de simetria da banda de edifícios, compreende uma distribuição de tensões de ordem de grandeza superior.

Devido à combinação sísmica de acções, registam-se zonas traccionadas na fachada, nomeadamente na parte superior das paredes de empena e na transição entre pisos. A presença destas tracções será em parte compensada pelas tensões de compressão devidas às cargas quase permanentes, resultando em valores mínimos de tracção efectivamente instalados na alvenaria.

Em relação às tensões de corte, ambas as empenas apresentam uma distribuição semelhante, sem grande variação no que se refere aos máximos registados. Mais uma vez, os valores apresentados superam os máximos permitidos pelo material, em particular na zona de ligação às paredes de fachada.

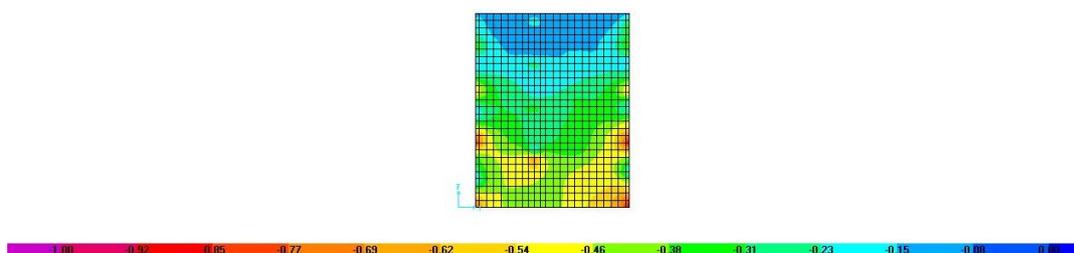


Figura 63 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena esquerda ($x=0m$) do Edifício Interior da Banda devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).

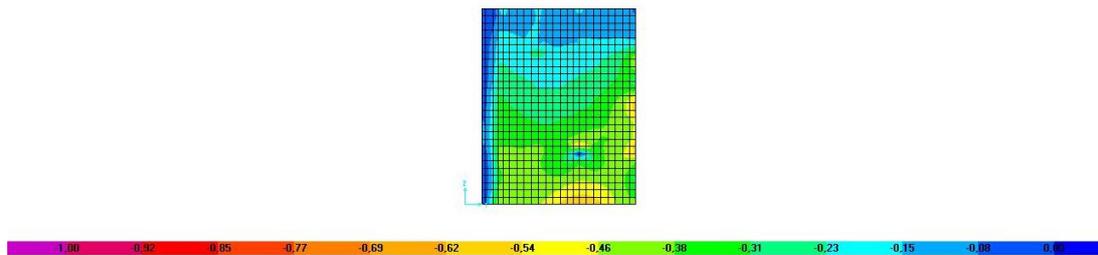


Figura 64 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena esquerda ($x=14,25m$) do Edifício Interior da Banda devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - kPa).

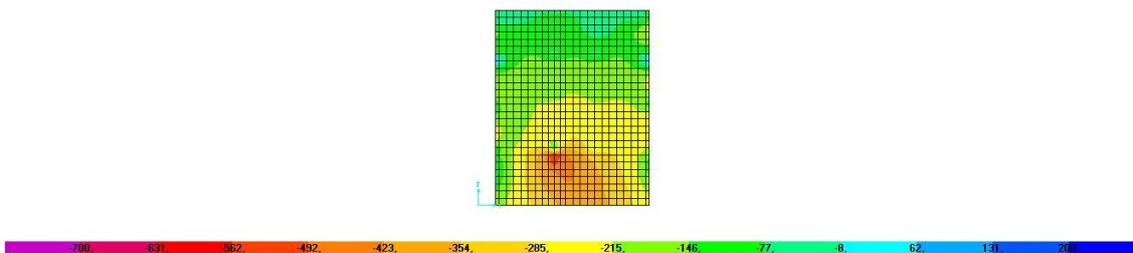


Figura 65 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena esquerda ($x=0m$) do Edifício Interior da Banda devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - kPa).

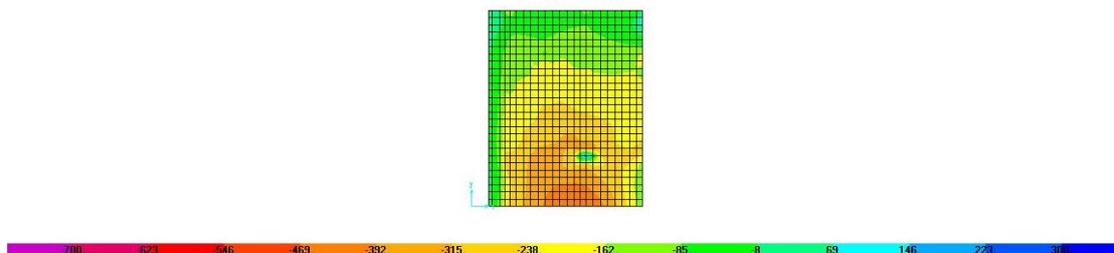


Figura 66 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena direita ($x=14,25m$) do Edifício Interior da Banda devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - kPa).

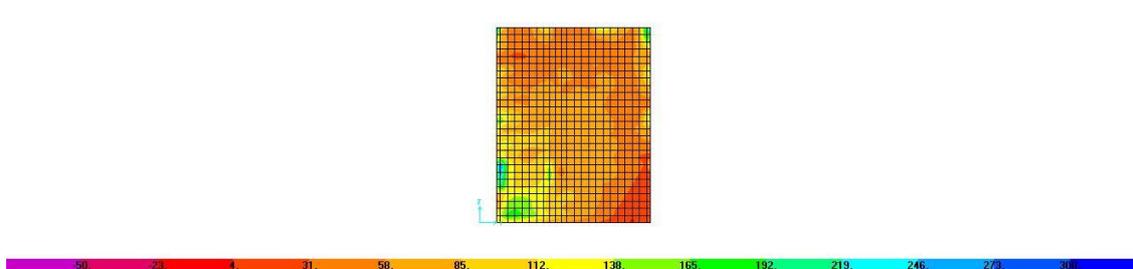


Figura 67 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de empena esquerda ($x=0m$) do Edifício Interior da Banda devido à Combinação Sísmica (kPa).

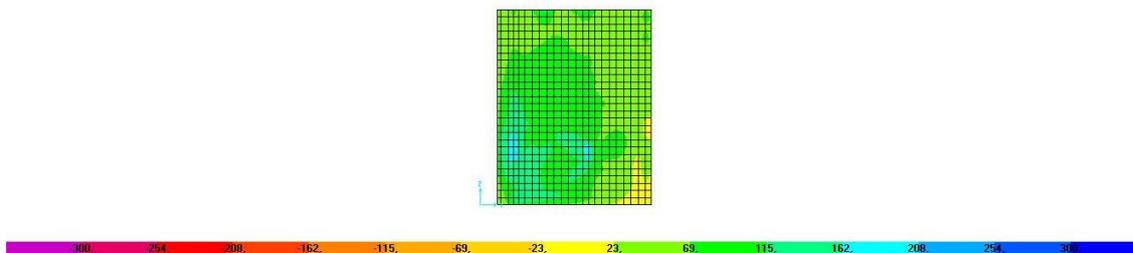


Figura 68 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de empena esquerda ($x=14,25\text{m}$) do Edifício Interior da Banda devido à Combinação Sísmica (kPa).

Concluindo a análise da distribuição de tensões nas paredes de fachada e empena, registam-se as mesmas tendências anteriormente verificadas com a análise da Banda Longitudinal de Edifícios. Os resultados garantem a segurança dos elementos de alvenaria quanto aos estados de compressão instalados. Registam-se zonas de concentração de tracções, nomeadamente em torno das aberturas, no topo das fachadas e na base de alguns pilares do piso térreo.

As tensões de corte máximas indicam que alguns elementos da fachada atingiram o seu limite de resistência para intensidades de acção sísmica correspondentes a um terço da acção regulamentar definida, em tudo semelhante com a estimativa determinada ao nível do Quarteirão-Tipo (factor de carga de ordem 3).

Verifica-se igualmente a incerteza quanto ao estado de ligação entre as paredes de alvenaria da fachada e de empena. Este facto depende, aparentemente, da menor qualidade na execução destas ligações, consequência de desfasamentos construtivos entre edifícios do mesmo quarteirão e da partilha das paredes de empena entre edifícios.

Refira-se, no entanto, que a determinação precisa da distribuição de tensões nas paredes de alvenaria dos edifícios socorre-se de um conjunto de incertezas devido à dificuldade em combinar os dados decorrentes de uma análise simplificada por bandas. Os comentários apresentados nesta secção devem ser tomados com as devidas reservas, razão pela qual se optou por uma avaliação qualitativa e generalista dos resultados.

Decorrente da dificuldade em determinar e, principalmente, representar a distribuição de tensões resultante da combinação dos modelos simplificados em análise neste caso de estudo, propõe-se, agora, uma análise alternativa. De acordo com o EC8-1 (2009, Art.º 4.3.3.5), os esforços devidos à combinação das componentes horizontais da acção sísmica podem ser calculados utilizando as duas combinações seguintes:

$$\text{a) } E_{Edx} \text{ " + " } 0,30 E_{Edy}$$

$$\text{b) } 0,30 E_{Edx} \text{ " + " } E_{Edy}$$

Em que:

E_{Edx} – Esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

E_{Edy} – Esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal y da estrutura.

No presente caso, a expressão designada por a) seria então aplicada ao caso da Banda Longitudinal de Edifícios, enquanto que a expressão b) ao Edifício C analisado na direcção perpendicular. Nos termos da verificação do estado de tensão nas paredes de alvenaria seria, então, considerada a envolvente de esforços mais condicionante para os elementos em análise. Espera-se, deste modo, compatibilizar a distribuição de tensões nas paredes de fachada e empena do Edifício C em resultado da análise das paredes de alvenaria quando solicitadas pela acção sísmica nas duas direcções ortogonais, fornecendo assim uma estimativa mais plausível dos esforços.

6.2.3. PILARES INTERIORES DO PISO TÉRREO

Analisaram-se as tensões normais (σ) e as tensões de corte (τ) actuantes nos pilares de alvenaria do piso térreo do Edifício C (Subcapítulo 5.2.2 - Figura 37) por sobreposição dos resultados obtidos com o Modelo de Banda Longitudinal de Edifícios e o Modelo do Edifício Isolado, consoante o sentido de actuação da acção sísmica considerado. Os valores obtidos serão, ainda, comparados com os resultados ao nível do Quarteirão-Tipo. Nas Tabela 11 a Tabela 13 constam os respectivos valores ao nível dos Pilares P1 a P4 do Edifício C.

As tensões normais aumentam, de forma geral, quando se considera a análise dos esforços pelo método combinado, com excepção do Pilar P1. Observando, por exemplo a Tabela 11, verifica-se que, apenas este pilar não excede a capacidade resistente à compressão (-5 MPa, Tabela 2), tendência anteriormente verificada ao nível do Quarteirão-Tipo. O cenário mais condicionante corresponde ao Pilar P4, em que a tensão de compressão excede em 60% o valor admissível, registando-se, também neste caso, o maior aumento entre os métodos de análise, com diferenças de compressão na ordem dos 30%.

Relativamente às tensões de tracção ocorreu um agravamento global dos esforços associados, aumentando, portanto, a fendilhação nos pilares e a consequente perda de rigidez. No caso do Pilar P4, a tensão de tracção aumentou cerca de 27% face à análise no Quarteirão-Tipo. Desta forma, os esforços ao nível dos elementos resistentes mais próximos, nomeadamente as paredes de fachada e empena, serão superiores devido à redistribuição de esforços. A segurança em relação ao estado limite de corte encontra-se verificada em todos os pilares do Edifício C (Tabela 13), registando-se alguma reserva face aos limites resistentes.

Denota-se igualmente, uma maior contribuição da Banda Longitudinal para os esforços resultantes no Edifício C. Anteriormente, com a análise do Quarteirão-Tipo, verificou-se que as tensões e deformações segundo a maior dimensão das fachadas são substancialmente superiores aos esforços na direcção ortogonal. Este facto está relacionado com a maior rigidez

da fachada na direcção longitudinal e, conseqüentemente, à geração de maiores forças de inércia.

Tabela 11 - Tensões Normais (σ) de Compressão nos Pilares do R/C.

Pilar	Tensões de Compressão (kPa)			
	Quarteirão-Tipo	Banda "+" E _x	Edifício "+" E _y	Edifício C
P1	-2849,21	-1366,79	-2432,76	-2790,42
P2	-5444,50	-3950,48	-3834,99	-5505,76
P3	-5726,40	-5260,32	-3100,46	-6106,05
P4	-6153,63	-6438,29	-4715,84	-7980,65

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Tabela 12 - Tensões Normais (σ) de Tracção nos Pilares do R/C.

Pilar	Tensões de Tracção (kPa)			
	Quarteirão-Tipo	Banda "+" E _x	Edifício "+" E _y	Edifício C
P1	2068,37	585,95	1472,74	1585,02
P2	3061,23	1567,2	1520,17	2183,35
P3	4748,94	4282,87	2059,32	4752,24
P4	4781,87	5066,53	3382,33	6091,79

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Tabela 13 - Tensões de Corte (τ) nos Pilares do R/C.

Pilar	Tensão de Corte (kPa)				Tensão Limite de Corte (kPa)	
	Quarteirão-Tipo	Banda "+" E _x	Edifício "+" E _y	Edifício C	Quarteirão-Tipo	Edifício C
P1	108,17	27,35	94,77	98,64	307,33	352,57
P2	112,42	116,67	84,15	143,85	522,72	658,47
P3	199,19	227,36	66,91	237,00	322,82	375,49
P4	249,99	254,17	121,11	281,55	392,83	473,30

6.2.4. ELEMENTOS DE MADEIRA E LIGAÇÕES

Apresentam-se agora os resultados obtidos para os elementos lineares: frontais e ligações madeira - alvenaria. Os esforços nos elementos do Edifício C foram obtidos por sobreposição dos resultados das análises simplificadas.

Pela diversidade de elementos existentes tomou-se por base as diagonais e montantes dos frontais e ligações onde se registaram os máximos esforços com a análise do Quarteirão-Tipo, criando assim uma base comum para comparação dos resultados da combinação direccional. Efectivamente, os elementos mais esforçados numa análise podem não corresponder aos

máximos nas análises simplificadas, principalmente quando se consideram diferentes condições de fronteira e direcções de solicitação da acção sísmica.

PAREDES DE FRONTAL

Avaliaram-se os esforços máximos actuantes nos Frontais FX5, FX10 e FY5 (Tabela 14 a Tabela 16) identificados em planta na Figura 38 (Subcapítulo 5.2.3), tendo por base as diagonais e montantes seleccionados com a análise do Quarteirão-Tipo.

Tabela 14 - Tensões de Normais (σ) de Compressão nos elementos condicionantes dos frontais do Quarteirão-Tipo e comparação com a análise simplificada.

Frontal	Elemento	Tensões de Compressão (kPa)			
		Quarteirão-Tipo	Banda “+” E _x	Edifício “+” E _y	Edifício C
FX5	Diagonal	-10770,13	-10846,38	-4297,63	-11666,77
	Montante	-7854,00	-7821,47	-6895,73	-10427,20
FX10	Diagonal	-9544,88	-9829,88	-1255,75	-9909,76
	Montante	-5311,67	-5298,80	-3206,93	-6193,68
FY5	Diagonal	-7470,88	-4313,88	-6911,00	-8146,87
	Montante	-7095,87	-4997,80	-7255,87	-8810,54

Tabela 15 - Tensões Normais (σ) de Tracção nos elementos condicionantes dos frontais do Quarteirão-Tipo e comparação com a análise simplificada.

Frontal	Elemento	Tensões de Tracção (kPa)			
		Quarteirão-Tipo	Banda “+” E _x	Edifício “+” E _y	Edifício C
FX5	Diagonal	10150,00	10226,50	3666,63	10863,95
	Montante	2092,93	2127,13	0,00	2127,13
FX10	Diagonal	8999,25	9274,88	248,63	9278,21
	Montante	2318,8	2325,13	749,47	2442,94
FY5	Diagonal	6856,13	3699,13	6296,25	7302,49
	Montante	1414,73	1426,40	1345,60	1960,93

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Tabela 16 - Tensões de Corte (τ) nos montantes condicionantes dos frontais do Quarteirão-Tipo e comparação com a análise simplificada.

Frontal	Tensões de Corte (kPa)			
	Quarteirão-Tipo	Banda “+” E _x	Edifício “+” E _y	Edifício C
FX5	755,60	768,00	67,60	770,97
FX10	1718,5	1749,20	135,53	1754,44
FY5	934,80	399,00	900,00	984,48

Numa primeira análise dos valores apresentados nas tabelas anteriores verifica-se um agravamento generalizado dos esforços. Importa, no entanto, referir que os resultados agora apresentados podem não corresponder aos máximos esforços instalados nos elementos de frontal, atendendo à opção de selecção dos elementos em análise.

Ao nível das diagonais em compressão, as tensões correspondem, em média, a 20% da tensão máxima admissível (-50 MPa, Tabela 2). Esta percentagem diminui ao comparar o nível de compressão nos montantes, aproximadamente 17% da tensão limite. Relativamente aos resultados obtidos com a análise do Quarteirão-Tipo, a compressão instalada nas diagonais analisadas era ligeiramente inferior, cerca de 7%, enquanto que ao nível dos montantes a compressão era cerca de 24,5% menor.

Quanto ao estado de tensão de tracção, registam-se aumentos de 5,5%, em média, nas diagonais dos frontais. Nos elementos de montante os aumentos são mais variáveis, por exemplo, no Frontal FX5 a tensão de compressão instalada aumentou apenas 1,6%, ao passo que no Frontal FY5 o aumento foi de 38,6%. A segurança aos esforços de corte está garantida, uma vez que as tensões determinadas se encontram abaixo do limite estipulado. A tensão de corte máxima nos montantes é de 1,75 MPa, o que corresponde a 35% da tensão máxima de 5 MPa (Tabela 2). O aumento face aos resultados no contexto do Quarteirão é diminuto, cerca de 3%.

LIGAÇÃO FRONTAL - ALVENARIA

A ligação dos frontais às paredes de alvenaria foi avaliada através dos Frontais FX5 e FX10 (Gráfico 18) que estabelecem ligação com as paredes de empena e o Frontal FY5 (Gráfico 19) que contraventa paredes de fachada opostas (Figura 38). Inicialmente identificou-se no contexto do Quarteirão-Tipo os elementos de ligação mais solicitados e determinou-se o correspondente esforço perante a análise simplificada proposta. Nos Gráfico 18 e Gráfico 19 constam os resultados de ambas as análises para melhor percepção da evolução.

Analisando os resultados obtidos, verifica-se que grande parte das ligações entre as paredes de frontal e as paredes de alvenaria atingem a sua resistência à tracção para níveis de acção sísmica inferiores aos valores regulamentares, sendo que cerca de 52% das ligações excedem a força de arrancamento estipulada (10 kN, Tabela 2). Através dos Gráficos anteriores demonstra-se que os esforços máximos ocorrem entre o 1º Andar e o R/C e no topo do edifício, acompanhando, portanto, a distribuição de forças de inércia esperada, consequência da variação acentuada de massa. Decorrente da análise no Quarteirão-Tipo, cerca de 43,8% das ligações no Edifício C ultrapassavam a força de arrancamento.

Dentro deste contexto, a tracção máxima obtida é de 9,48 MPa registada no Frontal FX10 ao nível da transição R/C – 1º Andar ($N_{sd} = 94,8$ kN). Em termos de tensões, a compressão máxima é de -7,91 MPa ($N_{sd} = -79,1$ kN - Frontal FX10), correspondendo apenas a 15,8% da

tensão resistente (-50 MPa, Tabela 2), revelando a significativa reserva de resistência à compressão das ligações. A tensão máxima de corte é de 3,13 MPa (Vsd = 20,8 kN – Frontal FY5 – Fachada Principal), apontando uma reserva de 37% em relação à tensão de corte resistente (5 MPa, Tabela 2).

No contexto do Quarteirão, a tracção máxima obtida é de 8,24 MPa, igualmente registada no Frontal FX10 ao nível da transição R/C – 1º Andar (Nsd = 82,4 kN). Relativamente às tensões de compressão, o máximo corresponde a -7,36 MPa no Frontal FX10 (Nsd = -73,6 kN). Verificou-se, por fim que a tensão de corte máxima é superior ao determinado com a análise simplificada, uma vez que a tensão resulta em 3,30 MPa ao nível do Frontal FX10 (Vsd = 22,0 kN), não excedendo no entanto o máximo admissível nestas ligações.

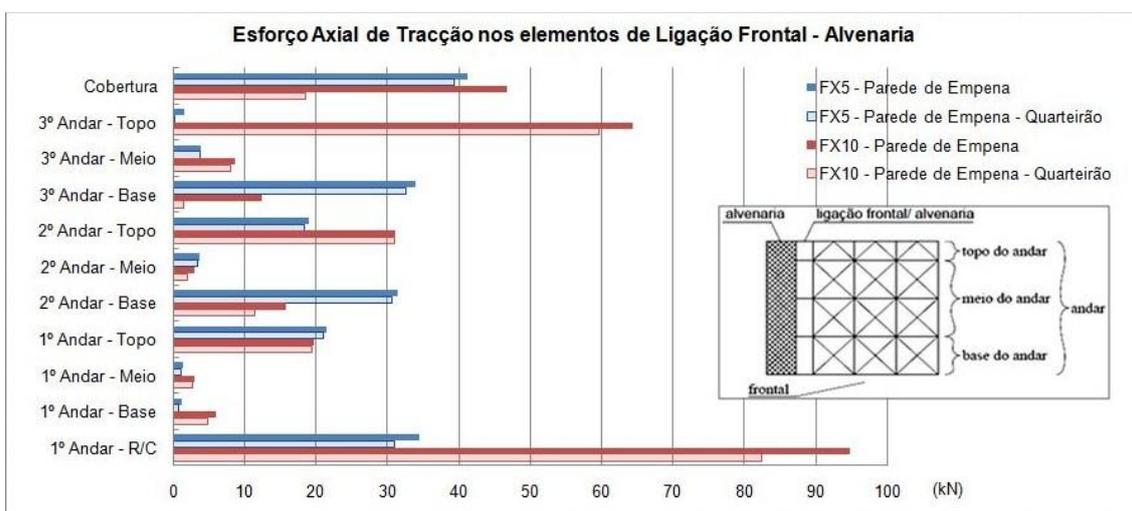


Gráfico 18 - Distribuição em altura dos esforços axiais de tracção nos elementos de ligação dos Frontais FX5 e FX10.

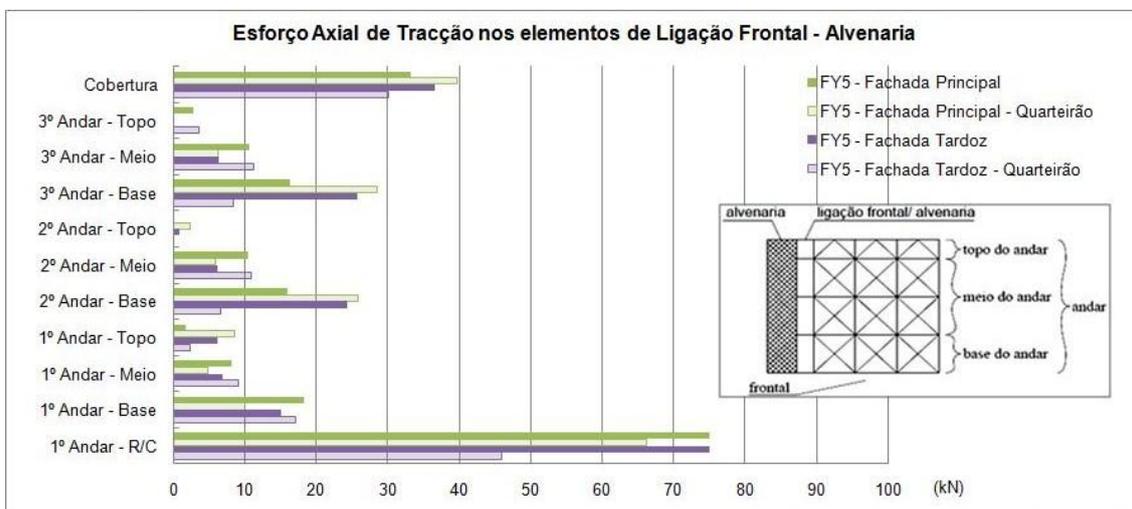


Gráfico 19 - Distribuição em altura dos esforços axiais de tracção nos elementos de ligação do Frontal FY5.

Verifica-se, de forma geral, que os elementos dispostos segundo a direcção paralela à fachada principal do Edifício são mais esforçados. Comparando as análises desenvolvidas, em resultado da combinação das Banda Longitudinal com o Edifício Isolado, os esforços obtidos são ligeiramente superiores relativamente à determinação com o Quarteirão-Tipo, contudo as diferenças não são muito acentuadas. Excepção feita aos esforços de corte, apesar de em nenhum dos casos se ultrapassar os 5 MPa de tensão resistente (Tabela 2).

LIGAÇÃO PAVIMENTO – ALVENARIA

A ligação dos pavimentos às paredes de alvenaria foi avaliada ao nível dos elementos mais solicitados anteriormente seleccionados com a análise do Quarteirão-Tipo em cada piso do Edifício C (Gráfico 20).

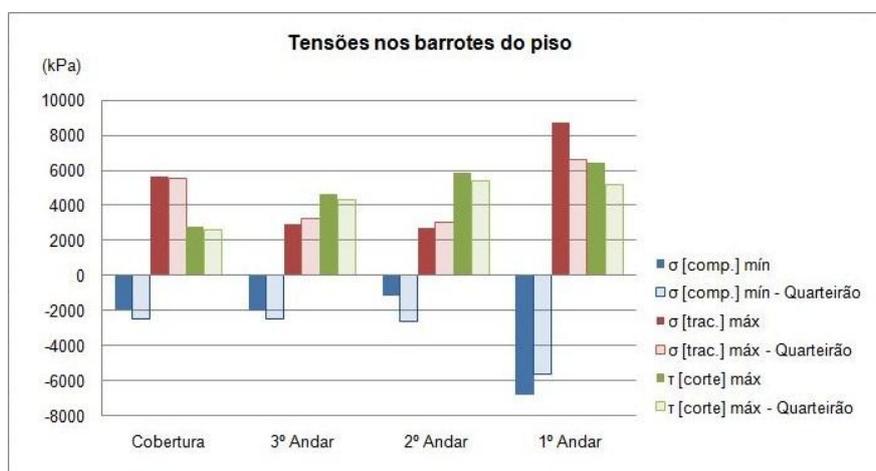


Gráfico 20 - Tensões máximas nos barrotes de piso.

As tensões máximas ocorrem de forma expressiva ao nível do 1º Andar, onde se registam as maiores forças de inércia (piso de alvenaria). A força de tracção máxima é de 87,1 kN (8,71 MPa), contrastando com os 66,1 kN (6,61 MPa) determinado com a análise do Quarteirão-Tipo. Verifica-se, no entanto, que ao nível do 2º e 3º Andares, as tensões máximas de tracção determinadas com a análise do Quarteirão-Tipo superam as tensões agora determinadas com a combinação direccional, em cerca de 11%. Em qualquer dos casos, a força de arrancamento da ligação madeira-alvenaria foi amplamente excedida.

Em relação às tensões de compressão, os valores registados encontram-se bastante folgados face ao limite de resistência destes elementos (-50 MPa, Tabela 2). O mesmo não acontece com as tensões de corte nos barrotes dos pisos inferiores. A título de exemplo, no 1º Andar a tensão corte máxima é de 6,44 MPa, cerca de 29% superior aos 5 MPa da tensão admissível (Tabela 2).

Registam-se algumas dúvidas quanto à estabilidade da ligação dos pavimentos às paredes de alvenaria do edifício, em parte devido ao nível de tensões de tracção determinado e pelo agravamento das tensões de corte, principalmente ao nível da ligação do pavimento do 1º e 2º Andares, quando em comparação com a análise do Quarteirão-Tipo. Neste cenário, o contraventamento das paredes de alvenaria ao nível dos pisos pode estar, realmente, comprometido.

6.2.5. DESLOCAMENTOS

Nesta secção apresentam-se os deslocamentos horizontais ao nível da fachada do Edifício C. Analisou-se, para o efeito, a amplitude dos deslocamentos ao nível do centro da fachada segundo o alinhamento a1 (Gráfico 21). No mesmo gráfico inclui-se o deslocamento determinado no contexto do Quarteirão-Tipo. No Gráfico 22 apresenta-se o deslocamento relativo entre pisos, expresso em percentagem.

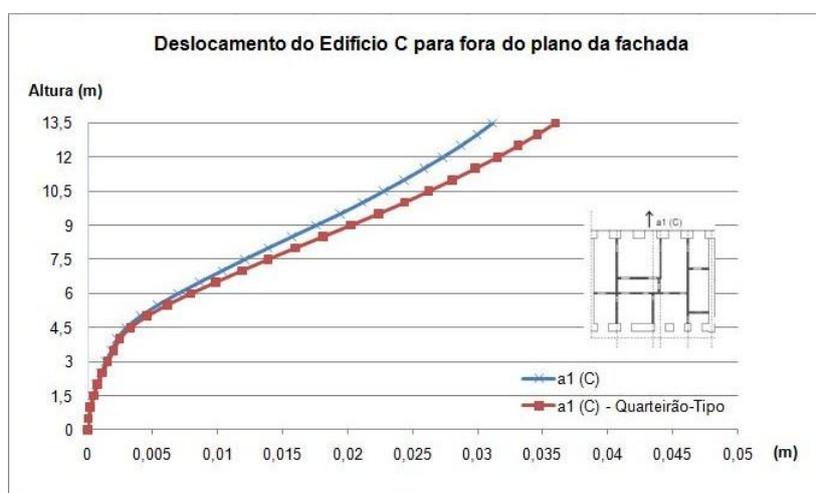


Gráfico 21 - Deslocamento do Edifício C para fora do plano da fachada (a1).

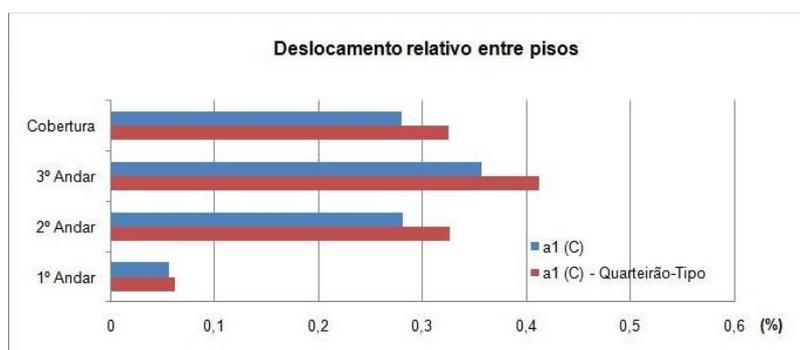


Gráfico 22 - Deslocamento relativo entre pisos do Edifício C, expresso em percentagem.

Comparando os dois casos em análise, o deslocamento da fachada até ao nível do 1º Andar (4 m de altura) apresenta um andamento em altura semelhante. Nos pisos superiores, verifica-se que o deslocamento resultante da combinação dos modelos simplificados é progressivamente menor que o registado com o Quarteirão-Tipo. O deslocamento máximo, ao nível da cobertura, anteriormente de 0,036 m, reduz-se agora a 0,031 m.

Observando o Gráfico 22 é evidente a variação da amplitude dos deslocamentos entre o 1º Andar e os pisos superiores, em parte consequência da diferença de rigidez dos elementos resistentes dos pisos (alvenaria e alvenaria-madeira). O ângulo de distorção máximo registado ocorre ao nível do 3º Andar, correspondendo, no entanto, a uma redução de 13% face aos resultados com o Quarteirão-Tipo.

Para a análise mais rigorosa dos deslocamentos impostos pela acção sísmica é necessário ter em conta a eventual influência dos efeitos de segunda ordem (P-delta) na estrutura. De forma simplificada, o EC8-1 (2009) estabelece uma condição que determina a sensibilidade da estrutura aos deslocamentos relativos entre pisos e, conseqüente necessidade de considerar os efeitos geometricamente não lineares (Art.º 4.4.2.2). Verificou-se que ao nível do Quarteirão-Tipo, caso onde se apresentam os maiores valores de deslocamentos relativos, não é necessário considerar este efeito. A diminuição da amplitude de deslocamentos horizontais e deslocamentos relativos, face à análise desenvolvida no contexto do Quarteirão-Tipo, apesar de constituir um factor contra a segurança na análise da deformação, aparentemente, não compromete a verificação de segurança do comportamento sísmico com recurso à análise simplificada proposta.

De acordo com os critérios estabelecidos quanto à limitação de danos, a classificação anteriormente definida para o Edifício C não será alterada mediante esta análise. O ângulo de distorção máximo entre pisos corresponde a 0,36% (3º Andar), pelo que de acordo com a Norma FEMA 356/357 (2000) o estado de conservação do edifício poderá comprometer a segurança dos utilizadores caso não sejam tomadas medidas preventivas.

Atendendo ao nível de deslocamentos determinado, os limites preconizados no EC8-1 (2009), relativamente ao deslocamento relativo entre pisos, encontram-se satisfeitos, pelo que o Edifício C verifica o requisito de “limitação de danos”.

6.3. SÍNTESE E APLICABILIDADE DA ANÁLISE

A partir dos resultados anteriormente expostos pretendeu-se verificar a possibilidade de analisar o comportamento do Edifício C através da combinação dos modelos simplificados da Banda Longitudinal de Edifícios e do Edifício Isolado do interior da Banda. Apresentam-se, agora, algumas conclusões quanto à aplicação desta análise.

Relativamente à verificação da distribuição de tensões nas paredes de alvenaria, apontam-se algumas dificuldades em combinar e interpretar os resultados obtidos ao nível da Banda de Edifícios com os resultados do Edifício Isolado. A apresentação individual dos casos, apenas permite tecer uma avaliação qualitativa das tensões efectivamente instaladas na estrutura. Referiu-se, no entanto, a hipótese de estabelecer a combinação dos efeitos das componentes da acção sísmica de acordo com uma abordagem alternativa do EC8-1 (2009), numa tentativa de evitar a obtenção parcelar dos resultados.

Com a análise dos pilares interiores do Edifício C constatou-se o aumento generalizado das tensões instaladas nestes elementos face ao caso de estudo do Quarteirão-Tipo. A situação mais condicionante ocorre no Pilar P4, onde se verifica um incremento de 30% na tensão de compressão, 27% na tensão de tracção e de 13% na tensão de corte. No entanto, estas variações não podem ser generalizadas, em resultado da hiperestatia e redistribuição de esforços entre os elementos estruturais na proximidade.

Quanto aos elementos de madeira e ligações, a análise baseou-se na identificação prévia dos elementos mais esforçados no decorrer da análise do Quarteirão-Tipo, atendendo à diversidade e ao número de combinações possíveis. Esta simplificação do processo de cálculo compreende ainda o facto de os esforços máximos determinados numa análise poderem não corresponder aos máximos na análise em combinação. Através dos resultados obtidos verifica-se o aumento da solicitação dos elementos analisados, podendo, no entanto, não corresponder aos esforços máximos no Edifício C.

Ao nível das paredes de frontal, encontra-se verificada a segurança dos elementos aos esforços de compressão instalados nas diagonais e nos montantes analisados, assim como, a segurança aos esforços de corte ao nível dos montantes. Porém, o não funcionamento das diagonais à tracção pode conduzir ao aumento dos esforços instalados nos restantes elementos do frontal. Como referido anteriormente, apontam-se algumas dúvidas quanto à segurança das ligações da estrutura interna de madeira às paredes de alvenaria do Edifício C. Os níveis de esforços de tracção registados fazem prever que a percentagem de ligações que excede a força de arrancamento resistente da ligação madeira-alvenaria seja consideravelmente elevada, se não, reveja-se Gráfico 30 (Subcapítulo 5.3) referente à percentagem de ligações em rotura determinado no contexto do Quarteirão-Tipo.

Em contrapartida, a análise da deformação revelou a diminuição da amplitude dos deslocamentos na fachada principal do edifício (alinhamento a1), face ao deslocamento determinado no Quarteirão-Tipo. Em termos do deslocamento relativo entre pisos verificam-se diferenças na ordem dos 13,8%, em média, nos pisos superiores (excepção ao 1º Andar). A diminuição do deslocamento da fachada para fora do plano constitui um factor contra a segurança na verificação do comportamento sísmico do Edifício C por combinação dos resultados dos modelos simplificados.

Caso se opte pela avaliação sísmica do Edifício C, considerando o modelo numérico do edifício isolado e a actuação simultânea da acção sísmica segundo as duas direcções horizontais, seria de prever que os esforços resultantes na estrutura fossem, substancialmente superiores à abordagem apresentada com o Quarteirão-Tipo ou com o modelo de bandas. Em resultado da caracterização mecânica destes modelos de análise, concluiu-se que a partilha de paredes de empena por diferentes edifícios reduz os efeitos de torção global ao nível de cada edifício, pois não podem rodar separadamente uns dos outros, mesmo tendo em conta a reduzida rigidez dos pavimentos. Com o aumento dos esforços, os custos associados à reabilitação da estrutura poderiam resultar anti-económicos, inviabilizando a implementação das soluções de reforço estrutural.

Na hipótese de se considerar a análise do Edifício C com recurso à combinação dos modelos simplificados da Banda Longitudinal de Edifícios e do Edifício Isolado do interior da Banda, é expectável o aumento generalizado dos esforços e tensões nos elementos estruturais do edifício, relativamente à análise no contexto do Quarteirão-Tipo, pelo que a verificação de segurança pode classificar-se de conservativa. Desta forma, pode-se beneficiar do contributo dos edifícios adjacentes na resposta da estrutura em análise, simulando, assim, as condições de fronteira efectivamente existentes e a interacção estrutural entre os edifícios.

Assim, o comportamento de um Edifício Interior do Quarteirão-Tipo pode ser recriado através de modelos numéricos mais simples, diminuindo a exigência de um levantamento e caracterização de todos os edifícios do conjunto, atendendo à sua diversidade e complexidade estrutural.

7. CASO DE ESTUDO: BANDA LONGITUDINAL DE EDIFÍCIOS COMBINADO COM BANDA TRANSVERSAL DE EDIFÍCIOS

Em resultado da verificação de segurança do Quarteirão-Tipo constatou-se que o Edifício de Gaveto (Edifício A) apresenta o cenário mais desfavorável em termos de tensões e deformações quando solicitado pela acção sísmica (Subcapítulo 5.3). Numa referência à hipótese de avaliar o comportamento do Quarteirão-Tipo por meio de bandas de edifícios, pretende-se nesta fase verificar a possibilidade de proceder ao mesmo tipo de análise ao nível dos Edifícios de Gaveto.

Neste sentido, propõe-se o estudo do comportamento sísmico do Edifício de Gaveto por sobreposição dos resultados decorrentes da análise na Banda Longitudinal de Edifícios com os resultados da análise na Banda Transversal de Edifícios, considerando a acção sísmica actuante segundo a maior direcção em planta de cada conjunto de edifícios.

Como anteriormente, o Modelo Banda Longitudinal refere-se ao conjunto de seis edifícios com desenvolvimento na maior dimensão em planta do Quarteirão-Tipo. Neste caso, considera-se que a acção sísmica actua apenas segundo a principal direcção da banda (Figura 69).

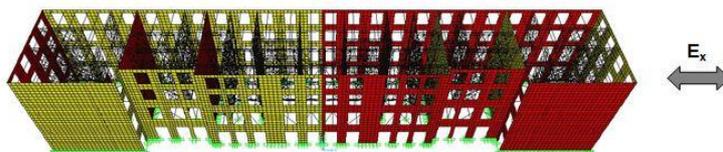


Figura 69 - Modelo de Análise da Banda Longitudinal de Edifícios.

O Modelo da Banda Transversal refere-se ao conjunto dos edifícios com desenvolvimento na menor dimensão em planta do Quarteirão-Tipo. Neste caso, considera-se que a acção sísmica actua apenas segundo a principal direcção da banda (Figura 70).

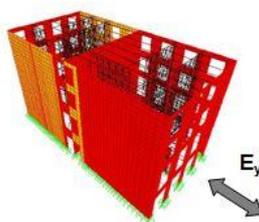


Figura 70 - Modelo de Análise da Banda Transversal de Edifícios.

A análise será então focada no comportamento do Edifício A, através da combinação direccional dos resultados obtidos com as duas bandas de edifícios.

7.1. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS: BANDA TRANSVERSAL DE EDIFÍCIOS

Na Tabela 17 resumem-se os valores dos períodos, frequências e factores de participação modal para os 10 primeiros modos de vibração do Modelo Banda Transversal de Edifícios.

Tabela 17 - Análise Modal da Banda de Edifícios Transversal.

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	Participação de Massa			
			Factor de FPM		Valor Acumulado	
			Direcção X	Direcção Y	Σ FPMx	Σ FPMY
1	0,69	1,45	5,0E-09	2,7E-01	0,00	0,27
2	0,63	1,60	6,6E-06	3,4E-05	0,00	0,27
3	0,62	1,63	3,9E-01	8,1E-10	0,39	0,27
4	0,40	2,51	2,8E-07	1,4E-05	0,39	0,27
5	0,39	2,57	7,4E-03	7,2E-09	0,40	0,27
6	0,37	2,72	8,0E-08	1,4E-02	0,40	0,29
7	0,30	3,36	2,9E-06	4,4E-03	0,40	0,29
8	0,29	3,46	2,1E-01	3,3E-08	0,61	0,29
9	0,29	3,51	1,9E-07	2,5E-01	0,61	0,54
10	0,28	3,58	4,7E-05	5,1E-02	0,61	0,59

FPM – Factor de Participação de massa para cada direcção.

A frequência fundamental da Banda de Edifícios Transversal é de 1,45 Hz e, com os primeiros 20 modos de vibração, atingiu-se um factor de participação de massa acumulada de 72% e de 66% para as direcções X (menor dimensão em planta) e Y, respectivamente. No 400º modo de vibração, a participação de massa acumulada corresponde 96% na direcção X e 95% na direcção Y.

Relembrando a configuração deformada dos primeiros modos de vibração do Quarteirão-Tipo, estes correspondiam à vibração isolada da banda de edifícios de gaveto segundo a menor direcção do quarteirão. Procede-se agora à caracterização modal desta banda.

1º MODO DE VIBRAÇÃO (f = 1,45 Hz):

O 1º Modo de vibração (Figura 71) corresponde à deformação da banda segundo a direcção Y (menor eixo da banda), compreendendo uma participação de massa de 27%. Este movimento

é efectivamente análogo ao verificado ao nível do 1º e 2º Modos de vibração do Quarteirão-Tipo ($f = 1,49$ Hz - Figura 19 e Figura 20).

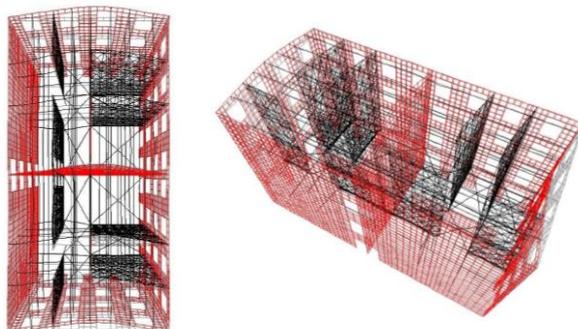


Figura 71 - Modo 1 - Planta e Perspectiva da Banda Transversal.

2º A 5º MODOS DE VIBRAÇÃO ($f_2 = 1,60$ HZ ATÉ $f_5 = 2,57$ HZ):

No 2º Modo de vibração os edifícios de gaveto tendem a vibrar segundo a direcção X em sentidos diferentes, com um factor de participação muito baixo, enquanto que nos modos de vibração superiores (3º a 5º Modos) os edifícios tendem a deformar-se em conjunto segundo a direcção X, com uma participação de massa correspondente de 40%, aproximadamente (Figura 72). Estas configurações evidenciam a ausência de deslocamentos significativos das paredes “meeiras” no seu próprio plano.

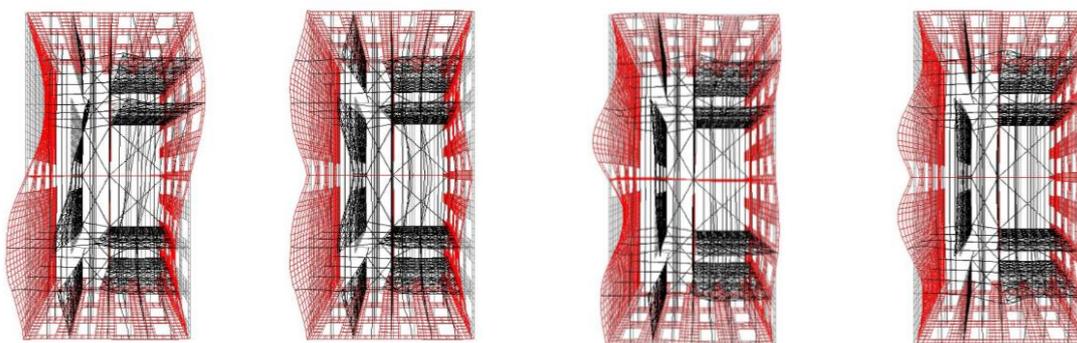


Figura 72 - Modo 2 a 5 - Planta da Banda de Edifícios.

Os modos de vibração seguintes caracterizam-se, de forma geral, pela vibração da banda alternadamente na direcção X e Y.

7.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

A verificação de segurança à combinação sísmica de acções será centrada no comportamento do Edifício de Gaveto (Edifício A). Pretende-se, para o efeito, confrontar os resultados obtidos

ao nível do Quarteirão-Tipo, Banda Longitudinal de Edifícios e Banda Transversal de Edifícios, considerando as diferentes solicitações direccionais da acção sísmica.

A análise do comportamento sísmico dividiu-se entre a avaliação dos esforços e tensões nos elementos estruturais e no estudo dos deslocamentos em pontos de referência, dentro dos padrões já apresentados. Na combinação dos resultados das bandas de edifícios em análise recorre-se ao método direccional SRSS, enunciado anteriormente. Como referido, a impossibilidade numérica de combinar quantitativamente a distribuição das tensões nas paredes de alvenaria do edifício, apenas permite a apresentação separada dos resultados determinados em cada análise. No presente caso, desenvolve-se a verificação de segurança das tensões nas paredes de alvenaria referente ao Modelo Banda Transversal de Edifícios, adoptando em complemento a avaliação anteriormente apresentada referente à Banda Longitudinal de Edifícios (Subcapítulo 6.2.1).

Em anexo pode ser consultada a verificação de segurança desenvolvida no contexto do Modelo Banda Transversal de Edifícios actuada pela acção sísmica na sua maior dimensão (Anexo IV) que serviu de base à actual análise.

7.2.1. PAREDES DE ALVENARIA: BANDA TRANSVERSAL DE EDIFICIOS

PAREDES DE FACHADA

As Figura 73 a Figura 78 correspondem à distribuição das tensões verticais e de corte registados nas paredes de alvenaria de fachada perante a solicitação da acção sísmica segundo a maior dimensão em planta da banda de edifícios.

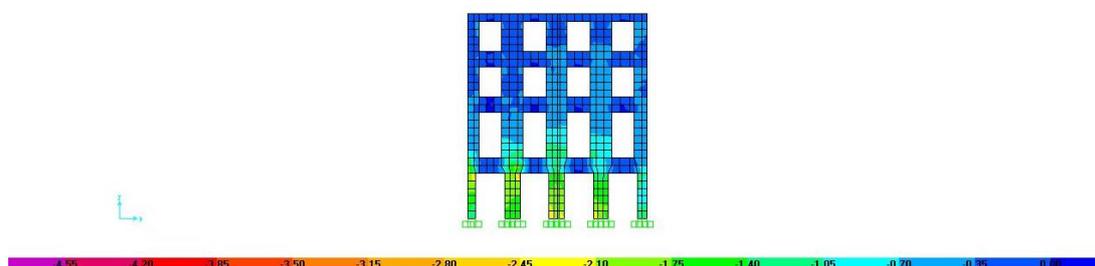


Figura 73 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal do Edifício de Gaveto da Banda devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).

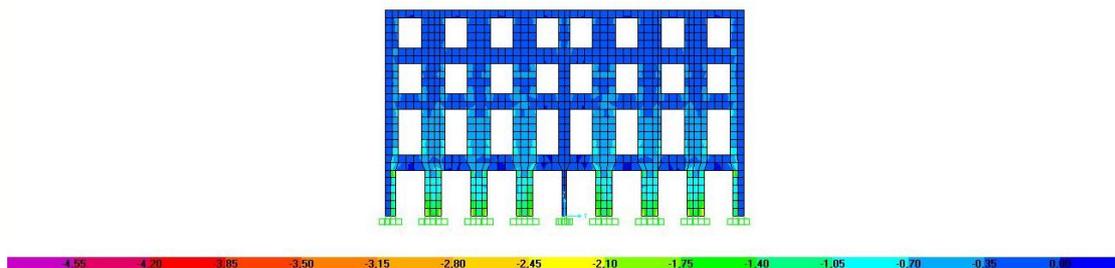


Figura 74 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária do Edifício de Gaveto da Banda devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).

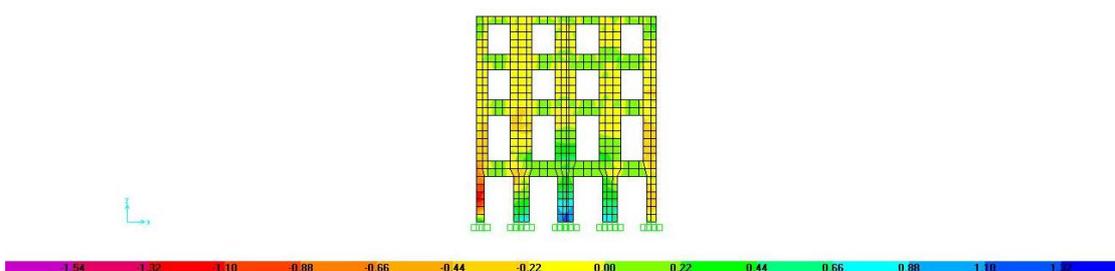


Figura 75 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal do Edifício de Gaveto da Banda devido à Combinação Sísmica (Tracção Máxima - MPa).

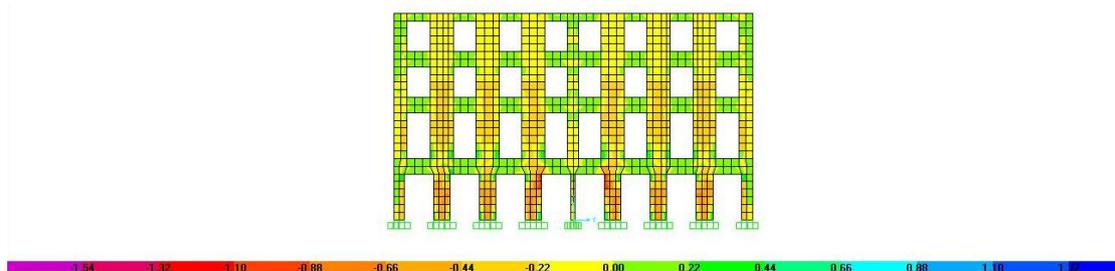


Figura 76 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária do Edifício de Gaveto da Banda devido à Combinação Sísmica (Tracção Máxima - MPa).

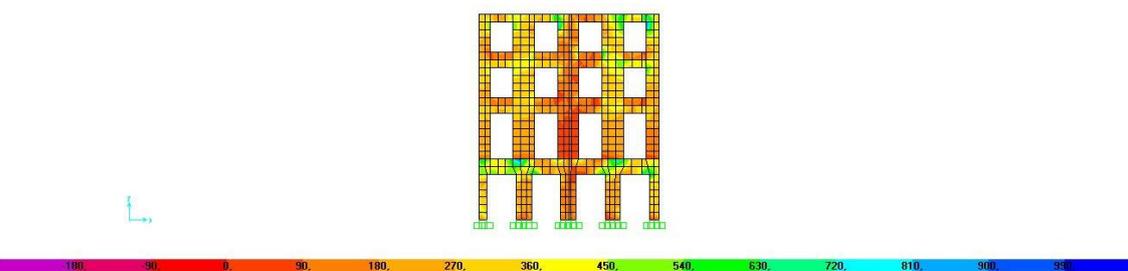


Figura 77 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada principal do Edifício de Gaveto da Banda devido à Combinação Sísmica (kPa).

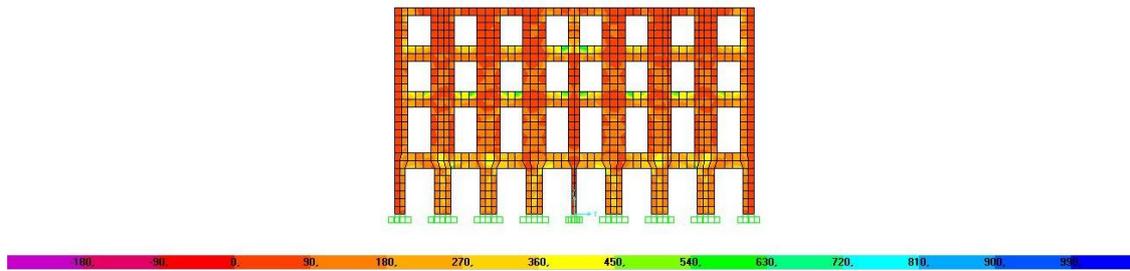


Figura 78 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada secundária do Edifício de Gaveto da Banda devido à Combinação Sísmica (kPa).

A distribuição dos esforços de compressão nas fachadas apresenta uma configuração admissível atendendo aos limites resistentes estimados para os materiais resistentes pedra calcária, constituinte da fachada do piso térreo e alvenaria de taipal ao nível dos pisos superiores.

Observando a fachada principal do Edifício de Gaveto registam-se tensões na ordem de -1,2 MPa (Figura 73) acima do 1º Andar. A fachada secundária encontra-se menos solicitada, atingindo tensões de -1 MPa (Figura 74). Em qualquer dos casos, a tensão máxima de compressão da alvenaria de taipal é de -1,3 MPa (Tabela 2), não constituindo um problema à resistência das paredes de alvenaria.

Nos restantes elementos de alvenaria da fachada registam-se esforços de compressão apreciáveis, nomeadamente ao nível dos elementos verticais do R/C. Contudo, nestes casos a fachada é constituída por alvenaria de melhor qualidade (Pedra Calcária: -5 MPa, Tabela 2). Na base de alguns destes pilares existem tensões de tracção, apontando para a fendilhação generalizada destes elementos. A maior concentração de tensões de tracção ocorre ao nível da fachada principal do Edifício de Gaveto.

Regista-se uma convergência de tensões de corte no topo da fachada, tanto na fachada principal como secundária do edifício de gaveto. As tensões encontram-se próximas dos limites resistentes, determinado aproximadamente em 0,50 MPa (dependente do estado de compressão no elemento – Equação 3.1), acabando mesmo por exceder em alguns casos pontuais, principalmente na fachada principal. Ao nível da transição entre o R/C e o 1º Andar, os esforços de corte são bastante superiores, ainda que a tensão resistente, neste caso, seja igualmente superior.

No entanto, e redobrando considerações anteriores, caso não tenham ocorrido significativas alterações de rigidez da estrutura para níveis inferiores de acção sísmica, a rotura por corte de alguns lintéis não causará o colapso da fachada. O colapso global depende da reserva de resistência dos pilares e outros elementos estruturais interiores na proximidade.

Uma última referência quanto à ligação entre as paredes de fachada perpendiculares. Observando a distribuição das tensões de corte da fachada principal, verifica-se que a tensão

limite de 0,01 MPa definida é amplamente excedida em ambos os alinhamentos verticais de ligação, podendo adiantar-se um factor de carga de ordem três, ordem de grandeza anteriormente definida no contexto do Quarteirão-Tipo perante a mesma análise.

PAREDES DE EMPENA

Analisaram-se os esforços da parede de empenta que estabelecem a separação entre os edifícios de gaveto da Banda Transversal e as paredes de empenta entre o edifício de gaveto e o primeiro edifício interior do Quarteirão; a correspondente distribuição de tensões encontra-se nas Figura 79 a Figura 84.

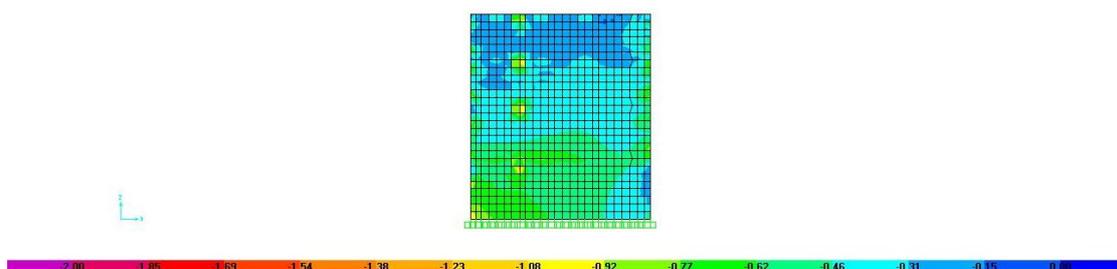


Figura 79 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empenta da Banda Transversal de Edifícios devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).

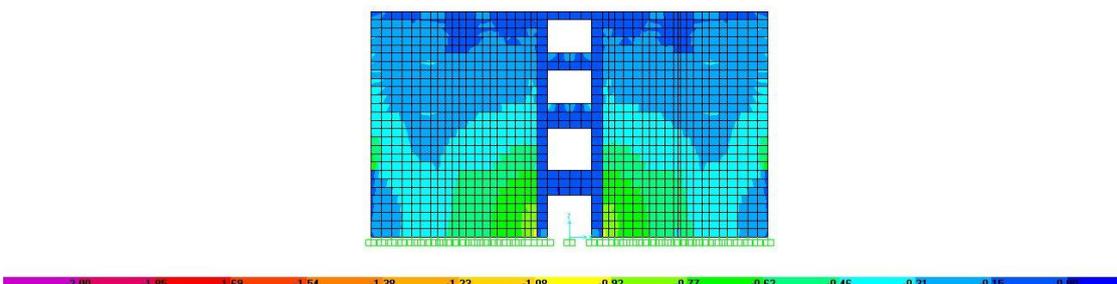


Figura 80 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empenta da Banda Transversal de Edifícios com o Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima - MPa).

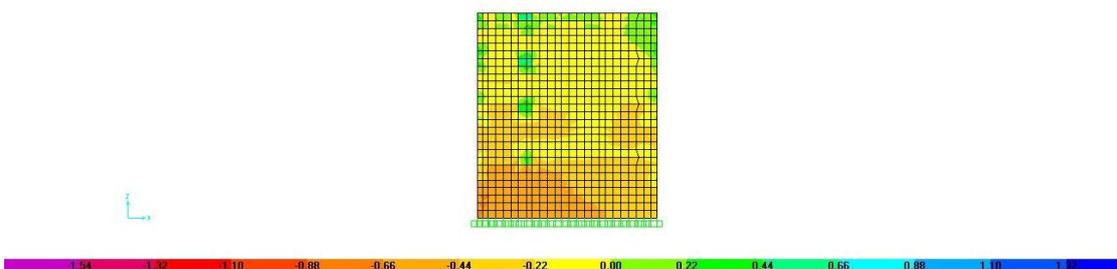


Figura 81 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empenta da Banda Transversal de Edifícios devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - MPa).

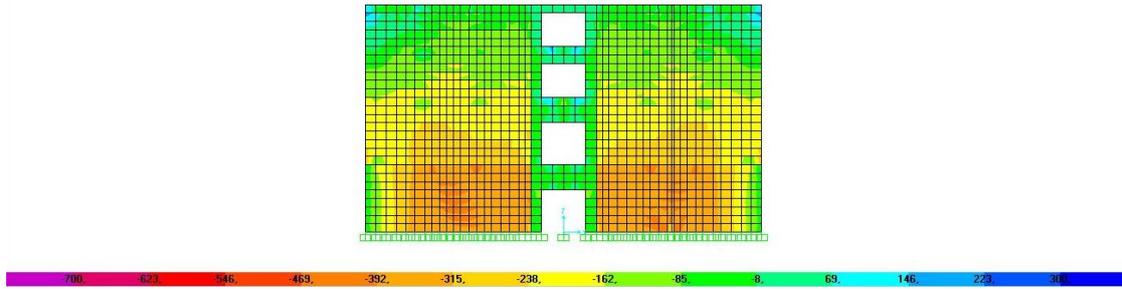


Figura 82 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de empena da Banda Transversal de Edifícios com o Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima - kPa).

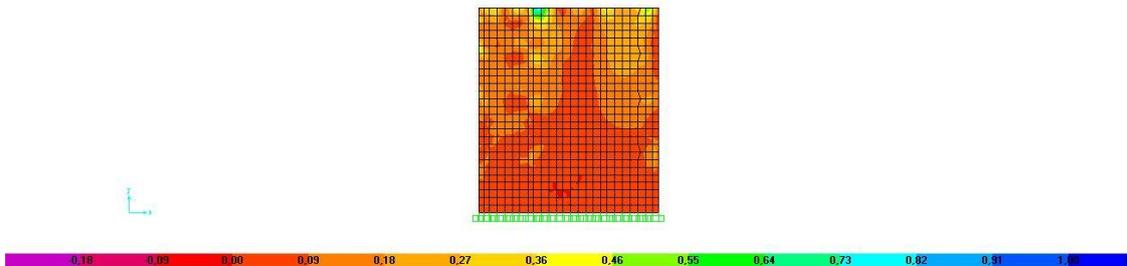


Figura 83 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de empena da Banda Transversal de Edifícios devido à Combinação Sísmica (MPa).

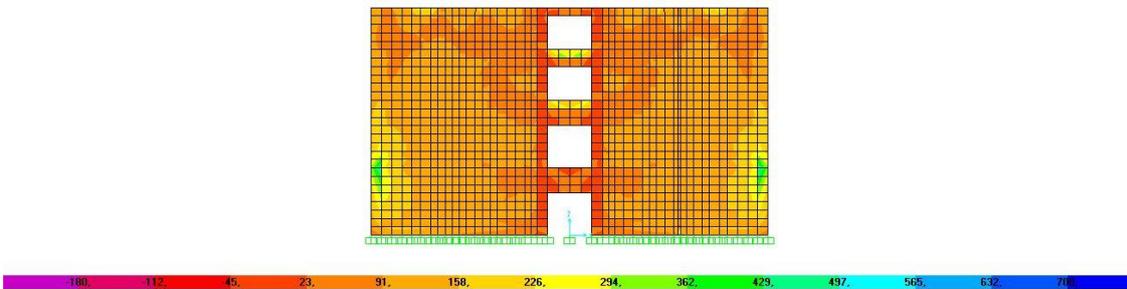


Figura 84 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de empena da Banda Transversal de Edifícios com o Quarteirão-Tipo devido à Combinação Sísmica (kPa).

As tensões de compressão registadas não aparentam exceder a tensão máxima admissível definida para as paredes de empena (-1,3 MPa, Tabela 2). A existência de tracções no topo das paredes é em parte compensada pelas tensões de compressão devidas às cargas quase-permanentes na estrutura. Na distribuição de tensões de tracção da parede de empena interior da banda (Figura 81) denota-se uma maior concentração de tensões segundo um alinhamento vertical. Esta perturbação resulta da ligação dos Frontais FY9 às paredes de empena (Subcapítulo 5.2.3 - Figura 38).

Quanto às tensões de corte, registam-se valores bastante superiores aos resistentes, com especial atenção nos pisos superiores da parede de empena interior da banda, onde se atinge o triplo dos valores admissíveis. No topo desta parede regista-se ainda uma perturbação de tensões, observando-se tensões de 0,70 MPa, constituindo, no entanto, uma zona localizada. Este facto poderá estar relacionado com a maior rigidez das paredes de empena face às

paredes de fachada que lhe são paralelas, em parte devido às aberturas existentes nestes elementos. As paredes de empena constituem um importante contributo na absorção das forças de inércia, como foi constatado pela análise da configuração dos modos de vibração (Figura 72).

Comparando os resultados ao nível das paredes de fachada e de empena obtidos da combinação entre as Bandas de Edifícios e da análise do Quarteirão-Tipo, verifica-se que os valores da distribuição de tensões devido à combinação sísmica de acções apresentam a mesma ordem de grandeza, com excepção das tensões de corte.

No caso das paredes de alvenaria da Banda de Edifícios, as tensões de corte máximas são três vezes excedidas, indicando que esses elementos atingem o seu limite de resistência para um terço da acção sísmica regulamentar. Na análise do Quarteirão-Tipo, as tensões de corte também eram excedidas, registando-se em ambos os casos um factor de carga (quociente entre o valor actuante e resistente de dada grandeza) de ordem 3.

Conclui-se, igualmente, que a rotura por corte de alguns lintéis não causa o colapso da fachada de alvenaria, promovendo, no entanto, o incremento dos esforços nos pilares e em alguns elementos resistentes do interior do edifício. Neste sentido, o colapso global depende da reserva de resistência desses elementos na proximidade. Em ambos os casos constatou-se que os alinhamentos verticais que estabelecem a ligação entre paredes de alvenaria perpendiculares apresentam estados internos de tensão que em muito ultrapassam os valores limites ao corte, especialmente na ligação entre a fachada principal e a fachada secundária, nos edifícios de extremidade.

Estudos anteriores, referentes à avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas antigas de alvenaria determinaram que o principal mecanismo de colapso destes edifícios está relacionado com o derrubamento das fachadas de alvenaria para fora do seu plano. A progressão da fendilhação nas paredes de alvenaria, assim como, a menor qualidade da ligação entre as paredes de fachada e empena podem dar origem a significativas redistribuições de esforços na estrutura. A capacidade resistente das ligações entre as paredes exteriores e a estrutura interna dos edifícios constitui um importante contributo no contraventamento das paredes de alvenaria, condicionando os movimentos relativos entre fachadas opostas.

7.2.2. PILARES INTERIORES DO PISO TÉRREO

Nas Tabela 18 a Tabela 20 constam os resultados do estado de tensão normal (σ) e de corte (τ) actuantes nos pilares de alvenaria do piso térreo do Edifício A (Subcapítulo 5.2.2 - Figura 37). Os dados referem-se à análise do Quarteirão-Tipo e aos esforços obtidos por

sobreposição dos resultados das análises com a Banda Longitudinal e Banda Transversal de Edifícios. Para o efeito considerou-se uma combinação direccional do tipo SRSS.

Tabela 18 - Tensões Normais (σ) de Compressão nos Pilares do R/C.

Pilar	Tensões de Compressão (kPa)			
	Quarteirão-Tipo	Banda “+” E _x	Banda “+” E _y	Edifício A
P7	-2622,98	-2142,46	-4186,23	-4702,62
P8	-3967,08	-2594,94	-4629,87	-5307,49

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Tabela 19 - Tensões Normais (σ) de Tracção nos Pilares do R/C.

Pilar	Tensões de Tracção (kPa)			
	Quarteirão-Tipo	Banda “+” E _x	Banda “+” E _y	Edifício A
P7	2365,49	1884,97	1884,97	2665,75
P8	2714,47	1342,32	1342,32	1898,33

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Tabela 20 - Tensões de Corte (τ) nos Pilares do R/C.

Pilar	Tensão de Corte (kPa)				Tensão Limite de Corte (kPa)	
	Quarteirão-Tipo	Banda “+” E _x	Banda “+” E _y	Edifício A	Quarteirão-Tipo	Edifício A
P7	108,36	74,20	167,45	183,15	307,33	249,11
P8	140,60	85,92	156,99	178,96	393,89	467,71

Na concepção estrutural do Edifício A contabilizam-se apenas dois pilares interiores de alvenaria localizados na base do alinhamento dos Frontais FY9 e FY10. A contribuição dos pilares na resistência sísmica global da estrutura é menor quando em comparação com as paredes de alvenaria, de dimensões significativas. Apesar da reduzida rigidez horizontal, são elementos fundamentais para a estabilidade estrutural das construções, já que o seu colapso poderá conduzir ao desmoronamento da gaiola pombalina.

A análise das tensões apresentadas revela o acréscimo dos esforços de compressão e de corte instalados nestes elementos face à análise realizada no contexto do Quarteirão-Tipo. Por exemplo, no caso do Pilar P8, anteriormente o nível de compressão era inferior ao limite admissível, agora excede a tensão resistente em 6%. Em contrapartida, neste caso, a tensão de tracção máxima instalada no Pilar P8 diminuiu.

Quanto ao estado de corte nestes elementos, denota-se igualmente o agravamento dos esforços, mas respeitando os limites resistentes admissíveis. O maior aumento registado

corresponde ao Pilar P7, com uma variação de 70%, no entanto face ao limite existe uma reserva de 27%.

7.2.3. ELEMENTOS DE MADEIRA E LIGAÇÕES

Apresentam-se agora os resultados obtidos para os elementos lineares: frontais e ligações madeira - alvenaria. Os esforços no Edifício A foram obtidos por sobreposição dos resultados da análise combinada das bandas de edifícios. A selecção dos elementos de madeira dos frontais e ligação às paredes de alvenaria seguiu o mesmo critério referido anteriormente no caso de análise simplificada entre a banda e o edifício interior da banda, i.e., identificaram-se os elementos mais solicitados decorrentes da análise no Quarteirão-Tipo e determinaram-se os esforços nos mesmos elementos mas, agora, no contexto da análise simplificada entre bandas.

PAREDES DE FRONTAL

Nesta secção foram analisados os esforços em todos os frontais do Edifício A (Figura 38). Os elementos de madeira seleccionados correspondem aos mais solicitados com a análise sísmica do Quarteirão-Tipo. Nas Tabela 21 a Tabela 23 constam os esforços resultantes da combinação direccional dos resultados obtidos com as Bandas Longitudinal e Transversal de Edifícios.

Analisando os resultados da Tabela 21 verifica-se que os elementos dos frontais dispostos paralelamente à fachada principal do Edifício de Gaveto apresentam uma distribuição de esforços semelhante e dentro da mesma ordem de grandeza. Na direcção perpendicular verifica-se que o Frontal FY9 (contraventamento parede de empena) se encontra mais solicitado quando em comparação com o Frontal FY10 (contraventamento parede de fachada).

Dos dados recolhidos, os esforços de compressão máximos ocorrem numa diagonal do Frontal FY9 (-12,5 MPa) e no montante do Frontal FX7 (-20,3 MPa), não excedendo, contudo, os -50 MPa considerados como tensão máxima admissível (Tabela 2). O maior aumento verifica-se nos elementos dispostos segundo Y. Em média, nas diagonais, os esforços aumentaram cerca de 19% face à análise com o Quarteirão-Tipo e nos montantes o aumento correspondente é de 36%.

Em termos de tensões de tracção ocorreu um aumento generalizado das tensões nos elementos de frontal. A situação mais evidente ocorre no Frontal FY10, em que as tracções nas diagonais aumentaram em 32%, ao passo que nos montantes o aumento foi de 14%. Importa lembrar que se considerou que a resistência das diagonais das paredes de frontal não seria contabilizada quando em tracção.

Apesar de os valores das tensões de compressão e de corte serem inferiores aos valores das tensões limite de resistência, as tensões podem aumentar pelo não funcionamento das diagonais traccionadas.

Numa referência às tensões de corte, os aumentos relativamente à análise com o Quarteirão-Tipo remetem para uma ordem de grandeza média de 6% no caso das diagonais e de 15% no caso dos montantes, ainda inferiores aos limites de segurança. Neste caso, as paredes mais solicitadas correspondem, claramente, aos frontais FX7 e FX12 dispostos segundo a direcção do maior desenvolvimento do Quarteirão-Tipo, evidenciando, possivelmente, a importante contribuição destes frontais no contraventamento das paredes de fachada secundária dos edifícios de gaveto.

Tabela 21 - Tensões Normais (σ) de Compressão nos elementos condicionantes dos frontais do Quarteirão-Tipo e comparação com a análise simplificada.

Frontal	Elemento	Tensões de Compressão (kPa)			
		Quarteirão-Tipo	Banda "+" E _x	Banda "+" E _y	Edifício A
FX7	Diagonal	-8860,75	-9164,00	-3239,25	-9719,65
	Montante	-18446,20	-19105,73	-6845,53	-20295,08
FX12	Diagonal	-8540,25	-8610,50	-3397,63	-9256,60
	Montante	-18289,47	-18462,20	-7068,80	-19769,19
FY9	Diagonal	-10625,00	-5425,63	-11266,25	-12504,63
	Montante	-10051,53	-6701,27	-10554,07	-12501,81
FY10	Diagonal	-3805,00	-2359,38	-3985,00	-4631,08
	Montante	-4465,53	-4683,33	-4641,47	-6593,70

Tabela 22 - Tensões Normais (σ) de Tracção nos elementos condicionantes dos frontais do Quarteirão-Tipo e comparação com a análise simplificada.

Frontal	Elemento	Tensões de Tracção (kPa)			
		Quarteirão-Tipo	Banda "+" E _x	Banda "+" E _y	Edifício A
FX7	Diagonal	4442,00	4593,75	1752,50	4916,69
	Montante	5690,80	6322,27	0,00	6322,27
FX12	Diagonal	4218,00	4267,50	2619,63	5007,40
	Montante	5902,67	6130,20	438,93	6145,89
FY9	Diagonal	10009,25	4810,88	10651,5	11687,56
	Montante	1533,13	218,00	1692,47	1706,45
FY10	Diagonal	3542,25	2840,00	3722,13	4681,86
	Montante	2494,93	0,00	2864,47	2864,47

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Tabela 23 - Tensões de Corte (τ) nos montantes condicionantes dos frontais do Quarteirão-Tipo e comparação com a análise simplificada.

Frontal	Tensões de Corte (kPa)			
	Quarteirão-Tipo	Banda “+” E _x	Banda “+” E _y	Edifício C
FX7	1853,30	1960,10	429,20	2006,54
FX12	1863,80	1888,90	482,7	1949,60
FY9	562,90	246,80	607,6	655,81
FY10	679,40	293,60	723,30	780,62

LIGAÇÃO FRONTAL - ALVENARIA

A Ligação dos Frontais às paredes de fachada e empena foi avaliada através dos Frontais FX7 e FX12 dispostos paralelamente à fachada principal do Edifício A e pelos Frontais FY9 e FY10 na direcção perpendicular. Os resultados obtidos para a combinação sísmica estão representados no Gráfico 23 e Gráfico 24.

Os Gráficos anteriores demonstram que a generalidade das ligações entre as paredes de frontal e as paredes de alvenaria do Edifício de Gaveto excedem o limite de resistência ao arrancamento. Atendendo aos frontais dispostos segundo a direcção X, cerca de 70,8% das ligações ultrapassam os 10 kN de força de tracção (Tabela 2). Quanto às ligações estabelecidas na direcção Y a percentagem reduz-se, apenas, a 54,2% das ligações. Em cada uma das direcções, o esforço máximo registado situa-se ao nível da transição entre o R/C e o 1º Andar, sendo de 100,1 kN no Frontal FX7 e de 127,1 kN no Frontal FY10.

Observando o Gráfico 23 verifica-se que a distribuição de forças de tracção acompanha as forças de inércia geradas em cada piso, atingindo valores máximos ao nível da transição entre o piso térreo (integralmente construído por paramentos de alvenaria) e os pisos superiores. Contrastando com a distribuição semelhante das forças nas ligações dos Frontais FX7 e FX12, e até mesmo do Frontal FY10, o Gráfico 24 demonstra a maior sollicitação das ligações ao nível do Frontal FY9, principalmente na transição entre pisos.

O alinhamento do Frontal FY9 promove o contraventamento da parede de empena que estabelece a separação entre os edifícios de gaveto. Atendendo à simetria estrutural do Quarteirão-Tipo, neste caso, existe um outro Frontal FY9 no edifício adjacente, que em conjunto contribuem para a redução dos movimentos da parede de empena para fora do seu plano (Subcapítulo 7.1 - Figura 72).

Ao nível do Edifício A, 62,5% das ligações dos frontais às paredes de alvenaria encontram-se em rotura. Comparativamente com os esforços no contexto do Quarteirão-Tipo, esta percentagem corresponde no total a 52% das ligações (62,5% das ligações em X e 41,7% das ligações em Y). Com o aumento da percentagem de ligações em rotura, as ligações de frontal

às paredes de alvenaria atingem a sua resistência à tracção para níveis de acção sísmica inferiores.

Em termos de tensões, a compressão máxima obtida é de -7,13 MPa ($N_{sd} = -71,3$ kN – Ligação Frontal FY9), contrastando com os anteriores -6,97 MPa ($N_{sd} = -69,7$ kN) registados no Quarteirão-Tipo. A tensão de corte máxima é de 3,89 MPa ($V_{sd} = 25,9$ kN – Ligação Frontal FY9), enquanto que no contexto do Quarteirão-Tipo a tensão máxima determinada não ultrapassa os 3,55 MPa ($V_{sd} = 23,7$ kN – Ligação Frontal FX12). Em qualquer dos casos, a segurança relativamente a esforços de compressão e de corte instalados nestas ligações encontra-se garantida.

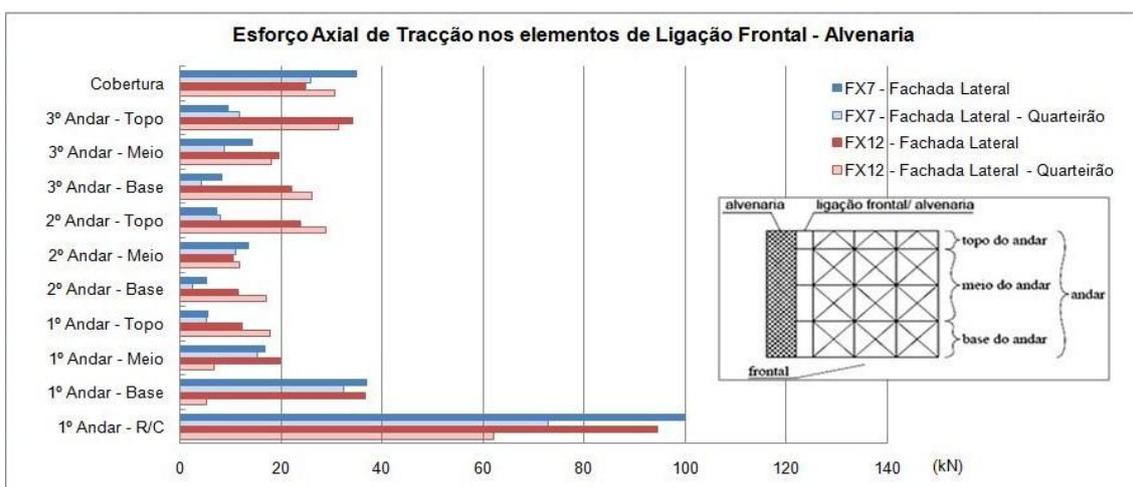


Gráfico 23 - Distribuição em altura dos esforços axiais de tracção nos elementos de ligação dos Frontais FX7 e FX12.

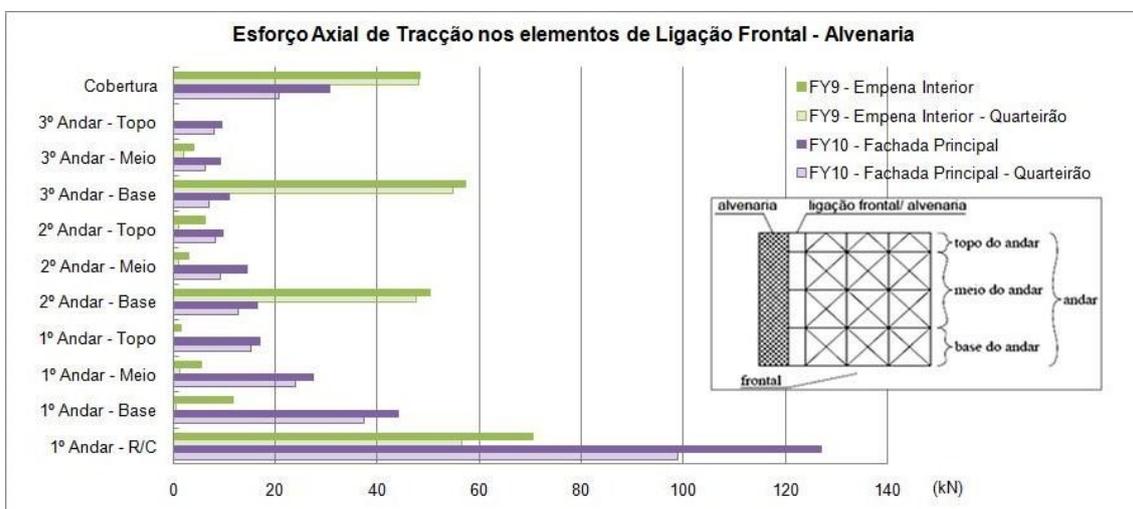


Gráfico 24 - Distribuição em altura dos esforços axiais de tracção nos elementos de ligação dos Frontais FY9 e FY10.

LIGAÇÃO PAVIMENTO – ALVENARIA

Os esforços na ligação dos barrotos de piso às paredes de alvenaria foram avaliados ao nível dos elementos mais solicitados anteriormente seleccionados com a análise do Quarteirão-Tipo em cada piso do Edifício A (Gráfico 25).

Numa primeira observação ao Gráfico 25 verifica-se que os esforços resultantes da combinação das bandas de edifícios se sobrepõem aos máximos esforços determinados com a análise no contexto do Quarteirão-Tipo.

No que diz respeito às tensões de compressão e de corte registadas, os valores máximos permitem garantir a segurança das ligações estabelecidas. Em ambos os casos, os elementos mais esforçados localizam-se ao nível da cobertura do edifício, sendo que a tensão de compressão máxima corresponde a 18,3% da tensão resistente (-50 MPa, Tabela 2). Por seu turno, a reserva de resistência em corte corresponde a 72% da tensão resistente (5 MPa, Tabela 2).

Relativamente aos esforços de tracção, em todos níveis, a situação mais crítica corresponde ao 1º Andar onde se regista uma tensão de tracção de 12,7 MPa (Nsd = 126,8 kN), contrastando com os 9,90 MPa (Nsd = 99,0 kN) na mesma ligação do pavimento mas, no contexto do Quarteirão-Tipo.

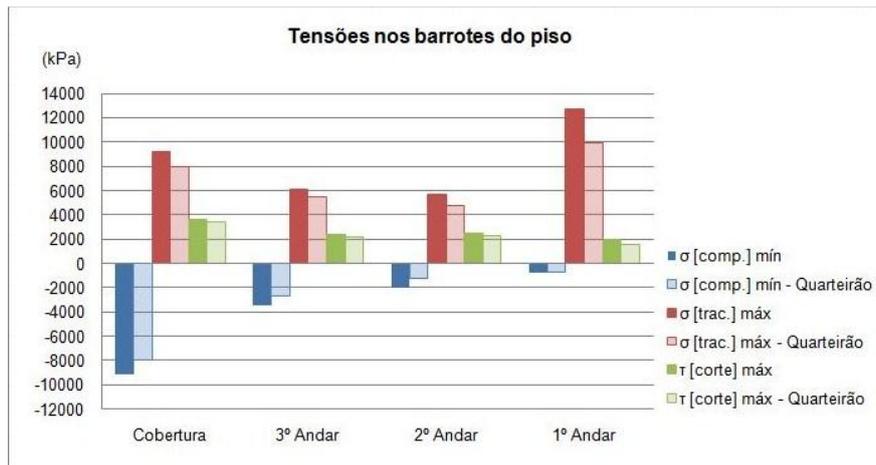


Gráfico 25 - Tensões máximas nos barrotos de piso.

7.2.4. DESLOCAMENTOS

Nesta secção apresentam-se os deslocamentos horizontais ao nível da fachada resultantes da solicitação de acções sísmicas. Analisou-se a amplitude dos deslocamentos no alinhamento vertical correspondente ao centro da fachada do Edifício de Gaveto segundo as principais direcções em planta (a3 e a4 – Subcapítulo 5.2.4 - Figura 40). Nos Gráfico 26 e Gráfico 27 constam as amplitudes de deslocamento horizontal para fora do plano da fachada do edifício.

Nos Gráfico 28 e Gráfico 29 apresenta-se o deslocamento relativo, dado pelo ângulo de distorção entre pisos (quociente da diferença de deslocamentos entre dois pisos consecutivos pela altura entre esses pisos), expresso em percentagem.

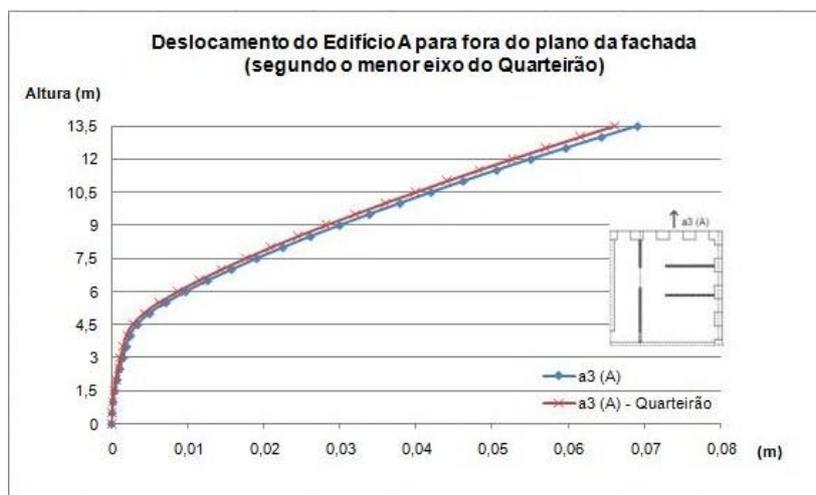


Gráfico 26 - Deslocamento do Edifício A para fora do plano da fachada (a3).

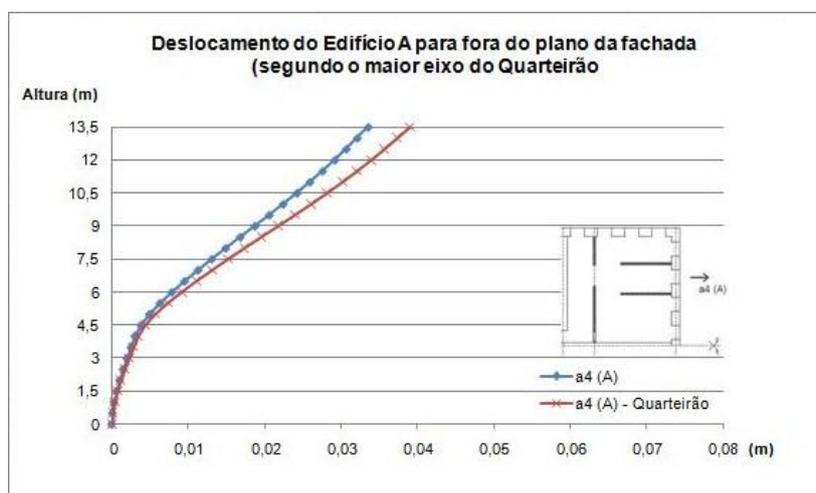


Gráfico 27 - Deslocamento do Edifício A para fora do plano da fachada (a4).

Observando o Gráfico 26 verifica-se que o desenvolvimento em altura do deslocamento é semelhante entre os métodos de análise, registando-se, apenas, um ligeiro aumento da amplitude com a análise pelo método das bandas de edifícios. Comparando a deformação na fachada perpendicular (Gráfico 27), verifica-se, pelo contrário, a diminuiu progressiva do deslocamento. No topo do edifício, o deslocamento máximo reduziu-se em 17%, correspondendo agora a um deslocamento de 0,033 m. Refere-se, no entanto, que em número absoluto os deslocamentos segundo o alinhamento a3 são superiores.

Este fenómeno depende, em parte, da participação dos edifícios, dispostos segundo a banda longitudinal, na resposta dinâmica da estrutura, contribuindo para a restrição da deformação das fachadas para fora do seu plano. Aponta-se, ainda, a hipótese de os resultados estarem associados a movimentos de torção do edifício, devido à baixa rigidez dos pavimentos.

A diminuição da amplitude de deslocamentos horizontais, face à análise desenvolvida no contexto do Quarteirão-Tipo, apesar de constituir um factor contra a segurança na análise da deformação, aparentemente, não compromete a verificação do comportamento sísmico com recurso à análise simplificada proposta. Como se viu anteriormente, os efeitos de segunda ordem (P-delta) podem não ser considerados na análise.

Atendendo ao nível de deslocamento determinados, os limites preconizados no EC8-1 (2009), relativamente ao deslocamento relativo entre pisos, encontram-se satisfeitos, pelo que o Edifício A verifica o requisito de “limitação de danos”.

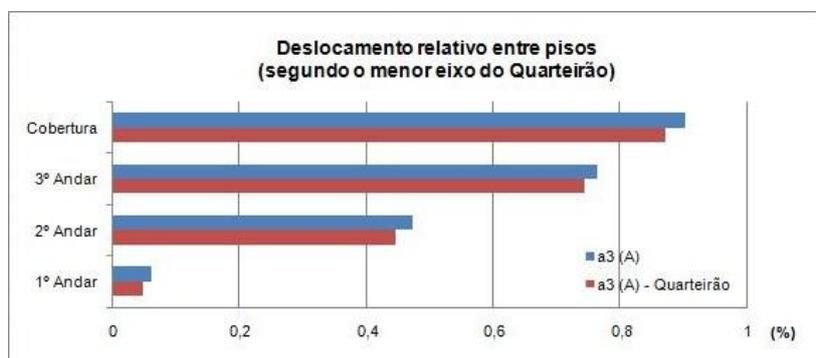


Gráfico 28 - Deslocamento relativo entre pisos do Edifício A segundo o alinhamento a3, expresso em percentagem.

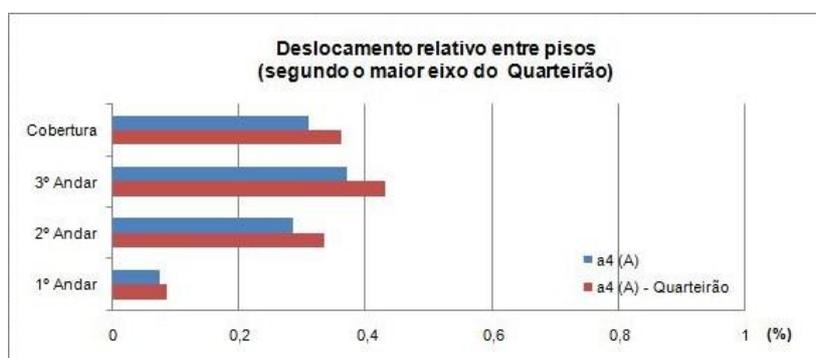


Gráfico 29 - Deslocamento relativo entre pisos do Edifício A segundo o alinhamento a4, expresso em percentagem.

No decorrer da avaliação dos deslocamentos ao nível do Quarteirão-Tipo, estabeleceram-se um conjunto de limites aceitáveis para o ângulo de distorção entre pisos, de acordo com a Norma FEMA 356/357 (2000). Procede-se, seguidamente, ao mesmo tipo de classificação.

No caso do alinhamento vertical a3 (Gráfico 28) o valor máximo corresponde a 0,9%, ao nível da cobertura, pelo que o estado de conservação actual poderá culminar no pré-colapso da fachada para fora do seu plano, classificação anteriormente proferida no caso do Quarteirão-Tipo. Quanto ao alinhamento vertical a4 (Gráfico 29) o ângulo de distorção máximo é de 0,31%, contra os 0,39% ao nível do Quarteirão-Tipo, no entanto, em qualquer dos casos a classificação segundo este alinhamento aponta para o eventual estado de degradação avançado da fachada. No presente caso e de acordo com a Norma FEMA 356/357 (2000), o Edifício A encontra-se em estado de pré-colapso.

7.3. SÍNTESE E APLICABILIDADE DA ANÁLISE

Mediante a combinação dos resultados dos esforços das Bandas Longitudinal e Transversal de Edifícios pretendeu-se simular o comportamento do Edifício de Gaveto, identificado anteriormente como um dos edifícios mais condicionantes na resposta do Quarteirão-Tipo.

Em resultado da caracterização dinâmica do Quarteirão-Tipo e da Banda Longitudinal verificou-se que os primeiros modos de vibração correspondiam à deformação isolada dos edifícios de extremidade segundo a menor direcção do conjunto de edifícios. Analisando em particular o modelo do Edifício de Gaveto, é perceptível o menor contraventamento da estrutura, em parte decorrente do reduzido número de frontais e de intersecções entre frontais.

Reunindo os principais resultados determinados, torna-se evidente o agravamento dos esforços máximos nos elementos analisados quando em comparação com a análise realizada no contexto do Quarteirão-Tipo. Por exemplo, no caso do Pilar P8, anteriormente o nível de compressão era 20% inferior ao limite admissível, enquanto que agora excede a tensão de compressão resistente em 6%. Em contrapartida, a tensão de tracção máxima instalada no Pilar P8 diminuiu.

Verificou-se que as paredes de frontal dispostas paralelamente à fachada principal do edifício apresentam uma distribuição de esforços semelhante e dentro da mesma ordem de grandeza. Na direcção perpendicular, verifica-se que o Frontal FY9 (contraventamento Parede Empena) se encontra mais solicitado quando em comparação com o Frontal FY10 (contraventamento Parede Fachada).

Relativamente aos elementos de ligação frontal-alvenaria, constata-se o aumento da percentagem de ligação em eminente rotura, passando de 52% no contexto do Quarteirão a 62,5% em resultado da combinação direccionada dos esforços. Quanto à ligação pavimentos-

alvenaria, dos elementos analisados verificou-se que os esforços se sobrepõem aos máximos anteriormente obtidos.

Tratando-se de um Edifício de Gaveto, compreende-se um comportamento mais flexível da estrutura quando em comparação com a deformação de um Edifício do Interior do Quarteirão, atendendo às diferentes condições de fronteira. Confrontando a evolução do deslocamento no Edifício A, mediante as duas análises, verifica-se que segundo o alinhamento a4 a amplitude do deslocamento é progressivamente menor, aumentando ligeiramente na direcção perpendicular (alinhamento a3).

Após a verificação de segurança do caso de estudo, pode concluir-se quanto à possibilidade de proceder à análise do Edifício de Gaveto por meio da combinação direccional dos resultados das Bandas Longitudinal e Transversal de Edifícios do Quarteirão. Os esforços e tensões determinados são efectivamente superiores aos resultados anteriormente obtidos com a análise do Quarteirão-Tipo, e por isso mais conservativos.

Fernandes (2010) procedeu à avaliação do comportamento sísmico do Edifício de Gaveto sem a consideração das condições de fronteira em que se insere no Quarteirão-Tipo. Comparando os resultados obtidos em ambos os estudos, verifica-se um agravamento generalizado dos esforços instalados nos elementos resistentes do edifício analisado isoladamente.

A título de exemplo, e referindo algumas das considerações tecidas por Fernandes (2010), ao nível dos pilares interiores, a tensão de compressão actuante no Pilar P8 é aproximadamente 16% superior à tensão determinada na presente análise, não esquecendo que neste caso já excedia a tensão resistente em 6%.

Relativamente à ligação entre as paredes de frontal e as paredes de alvenaria constatou-se que cerca de 90,9% das ligações estabelecidas ao nível do Frontal FX7 e FX12 excediam a força resistente de arrancamento, enquanto que nos Frontais FY9 e FY10 a percentagem descia a 72,7% das ligações.

Numa última referência ao trabalho de Fernandes (2010), em termos dos deslocamentos no edifício isolado, verificou-se de igual modo uma maior deformação do edifício segundo o alinhamento a3. O máximo deslocamento ao nível da cobertura é de 0,094 m, contrastando com os 0,069 m determinados com a análise combinada. Contudo, o correspondente ângulo de distorção entre pisos ao nível da cobertura é inferior, apenas de 0,68%.

No contexto de uma intervenção estrutural com o intuito de diminuir a vulnerabilidade sísmica do edificado construído, torna-se mais simples desenvolver o modelo numérico do edifício isolado, alvo de intervenção, sem considerar a interacção estrutural com os edifícios adjacentes. No entanto, os esforços na estrutura podem resultar exageradamente conservativos, culminando em soluções de intervenção incomportáveis do ponto de vista económico.

A hipótese de simular o comportamento sísmico do Edifício de Gaveto através da combinação das Bandas Longitudinal e Transversal de Edifícios garante uma envolvente de esforços intermédia aos casos extremos de análise com recurso ao Modelo do Quarteirão-Tipo ou ao Modelo do Edifício Isolado. O recurso ao modelo combinado de Bandas de Edifícios permite o desenvolvimento de modelos numéricos mais simples, beneficiando-se de igual modo do contributo dos edifícios adjacentes na resposta da estrutura em análise, representando as condições de fronteira efectivamente existentes.

8. CASO DE ESTUDO: ALTERAÇÕES ESTRUTURAIS

Neste capítulo pretende-se analisar as consequências ao nível da vulnerabilidade sísmica dos Edifícios Pombalinos quando se verificam intervenções estruturais que interferem com a concepção original destes edifícios. A partir da análise do comportamento dinâmico do Quarteirão-Tipo, seleccionou-se o Edifício de Gaveto como um dos edifícios condicionantes ao desempenho sísmico global do quarteirão (Subcapítulo 5.3). Neste sentido, optou-se por implementar num dos edifícios de gaveto os três tipos de alteração estruturais mais comuns, mas, neste estudo, analisados em separado.

Os casos de estudos considerados resumem-se a (Figura 85):

- 1) Introdução de dois pisos
- 2) Eliminação de parede de frontal no 1º Andar
- 3) Eliminação de dois pilares térreos no canto da fachada

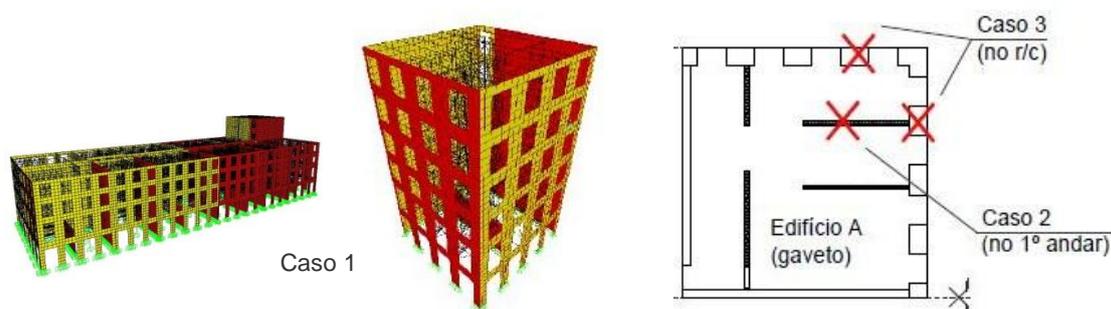


Figura 85 - Identificação das alterações estruturais implementadas no Edifício de Gaveto.

Oliveira (2009) abordou o tema das alterações estruturais mais comuns por meio da implementação de cada caso de estudo no Edifício de Gaveto, sem considerar o efeito de conjunto conferido pelos edifícios adjacentes e posteriormente, avaliando o efeito da situação mais gravosa no contexto do quarteirão. Como anteriormente, a análise consistiu na verificação de segurança para a combinação sísmica de acções de acordo com o definido pelo RSA (1983).

Paralelamente com a abordagem agora apresentada, a análise da vulnerabilidade sísmica do Edifício de Gaveto quando sujeito a qualquer uma destas intervenções foi detalhadamente desenvolvida por Fernandes (2010), assumindo os pressupostos da nova regulamentação sísmica (EC8-1, 2009). Na verificação de segurança do Edifício de Gaveto sujeito a cada caso

de alteração estrutural, anteriormente indicados, realizou-se que os esforços e tensões máximos nos elementos variam de caso para caso consoante a especificidade da alteração em causa, não se podendo concluir quanto à situação mais gravosa à estabilidade do edifício. Refira-se, no entanto, que as intervenções estruturais seleccionadas são comumente empregues em simultâneo na estrutura.

Neste sentido, pretende-se agora evidenciar as consequências das alterações estruturas tipo no contexto do quarteirão, e verificar o comportamento do conjunto na resposta. Os resultados serão comparados com os valores determinados ao nível do Quarteirão-Tipo, identificado, para o efeito, como Caso de Estudo 0.

8.1. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS

As principais características dinâmicas dos vários modelos estruturais definidos encontram-se resumidas nas Tabela 24 e Tabela 25. Importa referir que na caracterização dinâmica do Quarteirão-Tipo Base os primeiros modos de vibração correspondiam a configurações de deformação localizadas nos Edifícios de Gaveto, com reduzida participação de massa.

Tabela 24 - Características dinâmicas dos casos de alteração estrutural no Edifício de Gaveto no contexto do Quarteirão: Caso 0 e Caso 1.

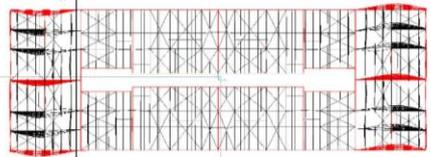
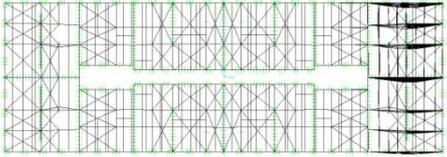
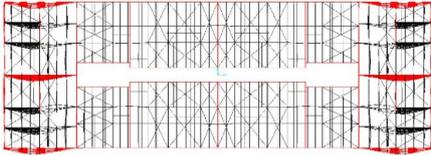
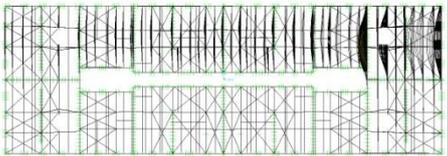
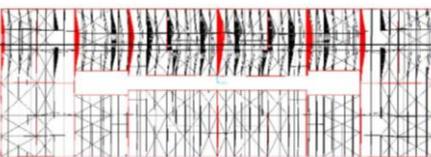
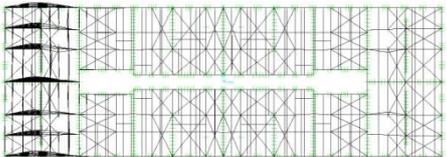
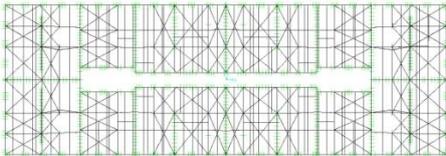
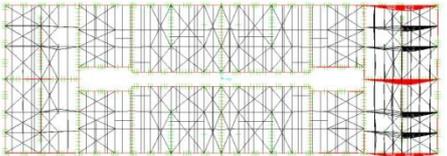
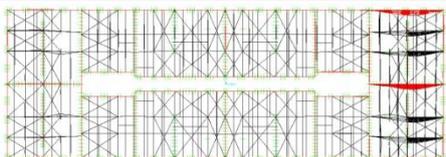
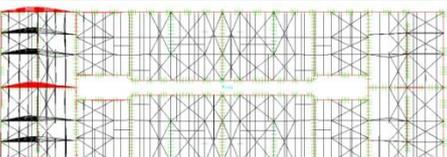
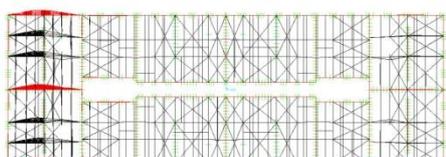
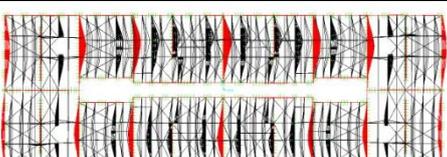
Modo	Caso 0: Quarteirão-Tipo	Caso 1: Introdução Pisos
1	 <p>$f = 1,49 \text{ Hz}$ $S_e = 33,6 \text{ m/s}^2$ Translação Y</p>	 <p>$f = 1,11 \text{ Hz}$ $S_e = 25,0 \text{ m/s}^2$ Translação Y</p>
2	 <p>$f = 1,49 \text{ Hz}$ $S_e = 34,6 \text{ m/s}^2$ Translação Y</p>	 <p>$f = 1,23 \text{ Hz}$ $S_e = 27,8 \text{ m/s}^2$ Translação X</p>
3	 <p>$f = 1,65 \text{ Hz}$ $S_e = 37,0 \text{ m/s}^2$ Translação X</p>	 <p>$f = 1,45 \text{ Hz}$ $S_e = 32,6 \text{ m/s}^2$ Translação Y</p>

Tabela 25 - Características dinâmicas dos casos de alteração estrutural no Edifício de Gaveto no contexto do Quarteirão: Caso 2 e Caso 3.

Modo	Caso 2: Remoção Frontal	Caso 3: Remoção Pilares Fachada
1	 <p> $f = 0,92 \text{ Hz}$ $S_e = 20,6 \text{ m/s}^2$ Torção </p>	 <p> $f = 1,48 \text{ Hz}$ $S_e = 33,3 \text{ m/s}^2$ Translação Y </p>
2	 <p> $f = 1,49 \text{ Hz}$ $S_e = 34,6 \text{ m/s}^2$ Translação Y </p>	 <p> $f = 1,49 \text{ Hz}$ $S_e = 34,6 \text{ m/s}^2$ Translação Y </p>
3	 <p> $f = 1,49 \text{ Hz}$ $S_e = 34,6 \text{ m/s}^2$ Translação Y </p>	 <p> $f = 1,64 \text{ Hz}$ $S_e = 36,9 \text{ m/s}^2$ Translação X </p>

Constata-se que o caso de estudo de menor frequência fundamental de vibração caracteriza-se pela remoção de uma parede de frontal do edifício (Caso 2), correspondendo a uma deformação por torção do edifício de gaveto. Contudo, a participação de massa associada a este modo de vibração é muito reduzida, sendo pouco perceptível na configuração do modo (Tabela 25).

Considerando, apenas os casos associados a configurações de deformação, maioritariamente de translação, o Caso 1 – Introdução de dois pisos corresponde à situação de menor frequência de vibração. Verifica-se, ainda, que as características dinâmicas do Caso 3 são as que mais se aproximam do Quarteirão-Tipo Base, sem alterações estruturais.

8.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

A verificação de segurança desenvolvida no contexto das alterações estruturais compreende a o levantamento dos esforços e tensões máximas ao nível dos pilares interiores do piso térreo, elementos de madeira e ligações e, por fim, a determinação dos deslocamentos ao nível da fachada. A análise será centrada no Edifício A, alvo das alterações. Os casos de estudo serão abordados em conjunto para melhor percepção das diferenças, apesar de, as alterações e respectivas análises terem sido individuais.

8.2.1. PILARES INTERIORES DO PISO TÉRREO

Analisaram-se as tensões normais (σ) e de corte (τ) actuantes nos pilares de alvenaria do piso térreo do Edifício A (Subcapítulo 5.2.2 - Figura 37) para cada caso de estudo de alterações. Nas Tabela 26 e Tabela 27 constam os respectivos valores ao nível dos Pilares P7 e P8 do edifício.

Tabela 26 - Tensões Normais (σ) nos Pilares do R/C.

	Pilar	Tensões Normais (kPa)							
		σ [N mín]	σ [Mx (-)]	σ [My (-)]	σ [Comp.]	σ [N máx]	σ [Mx (+)]	σ [My (+)]	σ [Trac.]
Caso 0	P7	-128,74	330,87	2163,36	-2622,98	-128,74	330,87	2163,36	2365,49
	P8	-626,31	531,30	2809,47	-3967,08	-626,31	531,30	2809,47	2714,47
Caso 1	P7	-216,79	1038,75	-3679,23	-4934,78	-216,79	1038,75	-3679,23	4501,20
	P8	-1716,35	622,84	4349,78	-6688,97	-1716,35	622,84	4349,78	3256,27
Caso 2	P7	-106,44	814,37	-2964,79	-3885,61	-106,44	814,37	-2964,79	3672,72
	P8	-649,03	420,13	2775,39	-3844,55	-649,03	420,13	2775,39	2546,50
Caso 3	P7	-109,75	767,92	-3059,87	-3937,55	-109,75	767,92	-3059,87	3718,05
	P8	-646,43	572,53	2862,48	-4081,44	-646,43	572,53	2862,48	2788,58

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Tabela 27 - Tensões de Corte (τ) nos Pilares do R/C em cada Caso de Estudo.

	Pilar	Tensões de Corte (kPa)		
		τ [Corte]	σ [CP + $\Psi_2 \times SC$]	τ [Limite Corte]
Caso 0	P7	108,36	357,78	307,33
	P8	140,60	646,29	393,89
Caso 1	P7	184,19	138,07	241,42
	P8	217,66	1248,85	574,66
Caso 2	P7	148,47	106,44	231,93
	P8	138,90	649,03	394,71
Caso 3	P7	153,24	109,75	232,93
	P8	143,26	646,43	393,93

A análise das tensões normais revela que, na maioria dos casos, os pilares estão longe de atingir a sua capacidade resistente à compressão (-5 MPa, Tabela 2), seguindo a mesma tendência registada ao nível do Quarteirão-Tipo, com excepção do Caso 1 – Introdução de dois pisos. Neste caso, a tensão de compressão no Pilar P8 excede o limite resistente (25,3%), verificando-se, igualmente, a reduzida reserva de resistência no Pilar P7 (apenas 1,3%). Este estado de tensão decorre do aumento da massa acima da cornija e o conseqüente incremento da carga vertical e das forças de inércia sobre os elementos resistentes. O nível de tensão

aumentou, face ao Caso 0, aproximadamente, 88% no Pilar P7 e 68,6% no Pilar P8 para o Caso de Estudo 1.

Em termos dos esforços máximos de tracção, a situação mais condicionante ocorre, igualmente, no Caso 1, com especial atenção ao Pilar P7 onde se regista um aumento de 90% face ao Quarteirão-Tipo inalterado. De forma geral, em todos os casos de estudo, a variação das tensões normais é mais acentuada no Pilar P7.

Relativamente aos esforços de corte, verifica-se igualmente o aumento da sollicitação mas, em todos os casos, garantindo a segurança ao estado limite de corte. A maior variação ocorre, mais uma vez, no Caso 1, onde, por exemplo, a tensão de corte no Pilar P7 evolui de 0,108 MPa para 0,184 MPa (cerca de 70%), apresentando, no entanto, uma reserva de resistência de 23,7%.

Nos Casos 2 e 3 observa-se que o Pilar P7 encontra-se mais sollicitado, tanto em comparação com os esforços obtidos com a análise do Quarteirão-Tipo, como em comparação com os esforços ao nível do Pilar P8, em cada caso. De modo aproximado, pode adiantar-se que as tensões de compressão no Pilar P7 aumentaram cerca de 49%, as tensões de tracção aumentaram 56%, ou ainda que as tensões de corte aumentaram cerca de 39%. A proximidade deste pilar às zonas alteradas parece justificar as variações de esforços verificadas.

8.2.2. ELEMENTOS DE MADEIRA E LIGAÇÕES

PAREDES DE FRONTAL

Nesta secção foram analisados os esforços máximos nos frontais do Edifício de Gaveto para cada caso de estudo (Tabela 28 a Tabela 31). A par da extensa demonstração de resultados, será salientado dentro de cada parede de frontal do Edifício de Gaveto os casos onde ocorrem as maiores variações em termos de esforços face à solução base do Quarteirão-Tipo.

Tabela 28 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes dos Frontais FX7.

Frontal FX7	Elemento	Tensões Normais (kPa)				Tensões de Corte (kPa)	
		Nsd (kN)	σ [Comp.]	Nsd (kN)	σ [Trac.]	Vsd (kN)	τ [máx]
Caso 0	Diagonal	-70,89	-8860,75	35,536	4442,00	--	--
	Montante	-276,69	-18446,20	85,362	5690,80	18,53	1853,30
Caso 1	Diagonal	-123,93	-15491,50	55,86	6981,88	--	--
	Montante	-531,81	-35453,93	78,313	5220,87	37,08	3707,90
Caso 2	Diagonal	-78,44	-9805,38	38,25	4781,38	--	--
	Montante	-312,66	-20843,80	94,077	6271,80	19,15	1915,10
Caso 3	Diagonal	-71,38	-8922,25	35,88	4485,50	--	--
	Montante	-276,86	-18457,60	85,25	5683,13	17,90	1790,40

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Tabela 29 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes dos Frontais FX12.

Frontal FX12	Elemento	Tensões Normais (kPa)				Tensões de Corte (kPa)	
		Nsd (kN)	σ [Comp.]	Nsd (kN)	σ [Trac.]	Vsd (kN)	τ [máx]
Caso 0	Diagonal	-68,32	-8540,25	33,74	4218,00	--	--
	Montante	-274,34	-18289,47	88,54	5902,67	18,64	1863,80
Caso 1	Diagonal	-108,46	-13558,00	53,42	6677,50	--	--
	Montante	-460,92	-30727,87	26,91	1794,27	29,90	2990,30
Caso 2	Diagonal	-34,94	-4367,38	37,233	4654,13	--	--
	Montante	-25,03	-1668,40	32,66	2177,60	36,18	3618,40
Caso 3	Diagonal	-70,09	-8761,75	34,859	4357,38	--	--
	Montante	-279,22	-18614,67	72,41	4827,20	19,07	1907,40

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Tabela 30 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes dos Frontais FY9.

Frontal FY9	Elemento	Tensões Normais (kPa)				Tensões de Corte (kPa)	
		Nsd (kN)	σ [Comp.]	Nsd (kN)	σ [Trac.]	Vsd (kN)	τ [máx]
Caso 0	Diagonal	-85,00	-10625,00	80,07	10009,25	--	--
	Montante	-150,77	-10051,53	23,00	1533,13	5,63	562,90
Caso 1	Diagonal	-126,02	-15752,50	108,731	13591,38	--	--
	Montante	-326,97	-21797,80	20,386	1359,07	7,94	793,60
Caso 2	Diagonal	-84,74	-10592,88	79,825	9978,13	--	--
	Montante	-150,80	-10053,40	23,028	1535,20	5,61	561,30
Caso 3	Diagonal	-85,29	-10661,25	80,372	10046,50	--	--
	Montante	-150,97	-10064,67	23,08	1538,67	5,65	565,40

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Tabela 31 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes dos Frontais FY10.

Frontal FY10	Elemento	Tensões Normais (kPa)				Tensões de Corte (kPa)	
		Nsd (kN)	σ [Comp.]	Nsd (kN)	σ [Trac.]	Vsd (kN)	τ [máx]
Caso 0	Diagonal	-30,44	-3805,00	28,338	3542,25	--	--
	Montante	-66,983	-4465,53	37,424	2494,93	6,79	679,40
Caso 1	Diagonal	-59,794	-7474,25	46,938	5867,25	--	--
	Montante	-152,723	-10181,53	25,983	1732,20	11,98	1197,80
Caso 2	Diagonal	-30,401	-3800,13	28,317	3539,63	--	--
	Montante	-67,546	-4503,07	37,888	2525,87	6,84	684,30
Caso 3	Diagonal	-30,385	-3798,13	27,975	3496,88	--	--
	Montante	-67,943	-4529,53	37,421	2494,73	6,70	670,00

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Em resultado do aumento do número de pisos (Caso 1) verificou-se, igualmente, o aumento dos esforços de compressão em todas as paredes de frontal do edifício, constituindo, por isso, o caso de estudo mais condicionante a este nível de solicitação.

Em relação aos frontais dispostos paralelamente à fachada principal do edifício, a maior variação ocorre no Frontal FX7, perante um aumento de tensão de 75% ao nível das diagonais e de 92% nos montantes. No Frontal FX7 desenvolvem-se, no mesmo caso de estudo, os maiores esforços de corte, indicando a importante contribuição deste frontal na resistência às acções sísmicas.

Na direcção perpendicular, regista-se o significativo acréscimo de esforços de compressão no Frontal FY10, em relação ao Caso de Estudo Base. Nas diagonais deste frontal, a tensão de compressão aumentou cerca de 96,4%, enquanto que no montante, o aumento corresponde a 128%, aproximadamente. A tensão de corte máxima nos montantes passou de 0,68 MPa para 1,2 MPa (variação de 77%), sendo superior ao obtido no Frontal FY9. Porém, os máximos esforços de compressão ocorrem ao nível do Frontal FY9, em conformidade com a solicitação dos Frontais FY9 e FY10 resultante da análise do Quarteirão-Tipo.

Relativamente ao Caso 2, que consiste na remoção do Frontal FX12 no 1º Andar do Edifício de Gaveto, denota-se o expectável agravamento dos esforços máximos de compressão e tracção ao nível do Frontal FX7, paralelo ao frontal alvo de alteração, mas sem qualquer implicação nos frontais dispostos perpendicularmente à fachada principal. Regista-se, em contrapartida, o aumento da tensão máxima de corte no Frontal FX12 (94,1%, aproximadamente), consequência da remoção da parede no 1º Andar.

No Caso 3, verifica-se que a eliminação dos pilares ao nível do piso térreo pouco influencia os esforços nas paredes de frontal, que se desenvolvem, apenas, a partir do 1º Andar. Por exemplo, no Frontal FX12, localizado segundo o alinhamento onde é removido um dos pilares da fachada secundária, a variação de esforços é muito reduzida (aumento de 3% nos esforços de compressão e tracção nas diagonais, 2% nos esforços de compressão e de corte nos montantes, aproximadamente). No subcapítulo 8.2.1 verificou-se, efectivamente, o aumento dos esforços no Pilar P7, localizado na proximidade das fachadas alteradas. Contudo, é importante proceder à verificação de segurança do estado de tensão nas fachadas de alvenaria, de modo a comprovar quais os elementos que estão a suportar a redistribuição de esforços gerada pela remoção dos pilares da fachada.

Submete-se em anexo a representação da distribuição de tensões na fachada principal e secundária do Edifício de Gaveto, paredes de alvenaria onde se removeram os pilares ao nível do piso térreo (Anexo V).

Por último, importa referir que, apesar do acréscimo de esforços verificado nas paredes de frontal, em nenhum dos casos é excedido o valor da tensão resistente de compressão (-50

MPa, Tabela 2) ou a tensão de corte limite (5 MPa, Tabela 2). Contudo, estes valores poderão aumentar devido ao não funcionamento das diagonais traccionadas.

LIGAÇÃO FRONTAL - ALVENARIA

A ligação dos frontais às paredes de alvenaria foi avaliada em todos os níveis de ligação do Edifício de Gaveto. Nas Tabela 32 a Tabela 35 constam apenas os esforços máximos obtidos em cada frontal do edifício no contexto das alterações estruturais propostas.

Tabela 32 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes de ligação dos Frontais FX7.

Frontal FX7	Tensões Normais (kPa)					Tensões de Corte (kPa)	
	Nsd (kN)	σ [Comp.]	Nsd (kN)	σ [Trac.]	% Elementos Nsd > 10 kN	Vsd (kN)	τ [máx]
Caso 0	-22,95	-2294,60	72,84	7283,70	54,5	23,57	3535,35
Caso 1	-64,93	-6493,00	163,64	16364,40	64,7	56,69	8503,20
Caso 2	-48,57	-4857,30	74,24	7423,60	63,6	24,59	3688,80
Caso 3	-22,19	-2218,90	77,13	7713,20	54,5	22,77	3415,80

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Tabela 33 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes de ligação dos Frontais FX12.

Frontal FX12	Tensões Normais (kPa)					Tensões de Corte (kPa)	
	Nsd (kN)	σ [Comp.]	Nsd (kN)	σ [Trac.]	% Elementos Nsd > 10 kN	Vsd (kN)	τ [máx]
Caso 0	-53,84	-5384,30	62,01	6201,20	81,8	23,70	3555,00
Caso 1	-43,98	-4397,80	155,20	15520,00	82,4	45,46	6819,45
Caso 2	-93,38	-9338,40	55,66	5565,50	85,7	7,97	1195,95
Caso 3	-43,43	-4342,60	66,92	6692,00	81,8	24,26	3638,40

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Tabela 34 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes de ligação dos Frontais FY9.

Frontal FY9	Tensões Normais (kPa)					Tensões de Corte (kPa)	
	Nsd (kN)	σ [Comp.]	Nsd (kN)	σ [Trac.]	% Elementos Nsd > 10 kN	Vsd (kN)	τ [máx]
Caso 0	-69,67	-6967,00	56,64	5663,80	36,4	23,16	3473,55
Caso 1	-21,86	-2185,50	153,34	15334,40	41,2	25,59	3838,20
Caso 2	-69,49	-6948,90	56,22	5622,00	36,4	23,09	3463,50
Caso 3	-69,68	-6967,60	57,01	5700,50	36,4	23,24	3485,85

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Tabela 35 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes de ligação dos Frontais FY10.

Frontal FY10	Tensões Normais (kPa)					Tensões de Corte (kPa)	
	Nsd (kN)	σ [Comp.]	Nsd (kN)	σ [Trac.]	% Elementos Nsd > 10 kN	Vsd (kN)	τ [máx]
Caso 0	-11,79	-1178,70	99,03	9903,10	54,5	13,78	2066,85
Caso 1	-21,86	-2185,50	153,34	15334,40	76,5	25,59	3838,20
Caso 2	-11,87	-1187,40	98,85	9885,10	54,5	13,86	2079,30
Caso 3	-11,27	-1127,10	97,72	9772,30	54,5	13,60	2039,40

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Dos resultados apresentados pode destacar-se que, de forma geral, a situação mais condicionante na ligação entre as paredes de frontal e as paredes de alvenaria corresponde ao Caso 1, referente à introdução de dois pisos. Perante esta intervenção verifica-se o aumento dos esforços em todas as ligações, com excepção das forças de compressão ao nível do Frontal FX12 e FY9, em que os máximos acabam por ser inferiores à situação base do Quarteirão-Tipo. Por exemplo, no Frontal FX12 a tensão de compressão reduziu cerca de 18,3%, enquanto que no Frontal FY9 a percentagem equivalente é de 68,6%.

Relativamente às tensões de compressão registadas no Caso 1, a tensão de compressão máxima é de -6,49 MPa (Frontal FX7) correspondendo a um aumento de 183% face ao Quarteirão-Tipo, ainda que dentro dos limites resistentes à compressão, revelando o aumento das forças de inércia na estrutura, consequência do incremento de massa acima da cobertura. No Caso 2, a tensão de compressão máxima é de -9,33 MPa (Frontal FX12) correspondendo, neste caso, a um aumento de 73,4%, ao nível do frontal alvo de intervenção estrutural.

A partir do momento em que é excedida a resistência à tracção de uma determinada ligação, esta apenas funcionará à compressão para um único sentido de vibração. As paredes de alvenaria também são afectadas por este efeito, ficando desapoiadas para fora do seu plano. O Caso 1 compreende o maior número de ligações em rotura, com excepção das ligações do Frontal FX12 à parede de fachada, superior no Caso 2. Pode, pois, concluir-se que com a remoção do Frontal FX12 no 1º Andar, diminuiu-se o contraventamento da parede de alvenaria a este nível, agravando, portanto, a estabilidade das ligações nos pisos superiores.

Nos Casos 2 e 3, as variações entre os esforços máximos de corte agora determinados são menos expressivas que no Caso 1, onde se identificam elementos que excedem a capacidade resistente ao corte (Frontal FX7 e FX12). Aponta-se, no entanto, a importante diminuição dos esforços no Frontal FX12 no Caso 2, cerca de 66%, em contraponto com a elevada percentagem de ligações em rotura.

Pode adiantar-se que, de forma geral, os esforços máximos na ligação entre as paredes de frontal e as paredes de alvenaria ocorrem no Caso 1 – Introdução de dois pisos, situação em que se verifica a maior percentagem de elementos com forças de tracção superiores à

resistência de arrancamento da ligação. Fazendo o levantamento das ligações do Edifício de Gaveto alterado, cerca de 66,2% excedem a capacidade resistente em tracção (Gráfico 30).

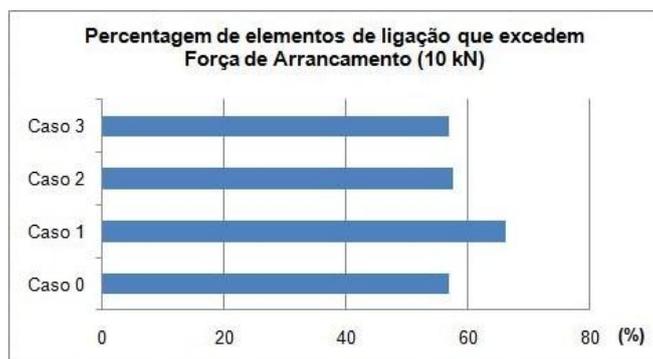


Gráfico 30 - Percentagem de elementos de ligação que excedem a Força de Arrancamento (Tabela 2).

Como referido anteriormente, a ligação entre os frontais e as paredes de alvenaria constitui o “fusível” que condiciona a contribuição dos frontais para a resistência sísmica dos edifícios. As paredes ao perderem apoio, deixam de restringir os deslocamentos devidos à acção sísmica no seu plano, deixando igualmente de limitar os esforços globais no edifício, acabando assim por colapsar.

LIGAÇÃO PAVIMENTO – ALVENARIA

A ligação dos pavimentos às paredes de alvenaria foi avaliada em todos os níveis de ligação do Edifício de Gaveto. Na Tabela 36 constam apenas os esforços máximos obtidos em cada ligação no contexto das alterações estruturais propostas.

As tensões resumidas na Tabela 36 revelam que o caso que mais condiciona as ligações pavimento – alvenaria consiste na introdução dos pisos (Caso 1). Porém, os esforços máximos obtidos na análise de qualquer um dos casos de intervenção aumentaram relativamente à situação de base.

Verifica-se a reserva de resistência das ligações quando em compressão. A tensão de compressão mais elevada ocorre no Caso 1 (-10,0 MPa), correspondendo a 20% da tensão resistente. Exceptuando o Caso 3, as tensões de tracção aumentaram em todos os casos, no entanto, em todos os casos a percentagem de ligações em rotura é superior à situação do Quarteirão-Tipo.

Por último, uma referência aos esforços de corte actuantes que excedem os limites resistentes. No Caso 1, a tensão máxima aumentou cerca de 148%, excedendo em 70% a tensão limite resistente (5 MPa, Tabela 2). No Caso 2, a tensão de corte também supera em 33% a tensão resistente.

Saliaenta-se que os barrotes permitem solidarizar paredes de alvenaria opostas, impedindo a sua queda simultânea para o exterior devido a movimentos de oposição de fase. No caso particular do Edifício A, a disposição interior dos frontais em nenhum caso promove a ligação ou contraventamento simultâneo das paredes de alvenaria, nem se registam intersecções ou a partilha de elementos entre paredes de frontal. Por conseguinte, as ligações entre o pavimento e as paredes de alvenaria constituem um importante contributo na solidarização das fachadas.

Tabela 36 - Tensões Normais (σ) e de Corte (τ) nos elementos condicionantes de ligação dos Pavimentos.

	Tensões Normais (kPa)					Tensões de Corte (kPa)	
	Nsd (kN)	σ [Comp.]	Nsd (kN)	σ [Trac.]	% Elementos Nsd > 10 kN	Vsd (kN)	τ [máx]
Caso 0	-79,49	-7949,10	99,03	9903,10	47,6	22,90	3434,40
Caso 1	-100,17	-10016,90	163,64	16364,40	57,8	56,69	8503,20
Caso 2	-93,38	-9338,40	108,84	10884,10	46,9	44,47	6670,80
Caso 3	-79,74	-7973,90	97,72	9772,30	45,3	23,43	3514,20

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

8.2.3. DESLOCAMENTOS

Nos Gráfico 31 e Gráfico 32 apresenta-se a amplitude dos deslocamentos para a combinação da acção sísmica segundo os principais alinhamentos verticais do Edifício A, inserido no contexto do quarteirão para cada caso de estudo. Nos Gráfico 33 e Gráfico 34 constam os deslocamentos relativos entre pisos respectivos, determinados em função do ângulo de distorção (em percentagem).

Observando o Gráfico 31, referente ao deslocamento segundo o menor eixo do quarteirão (a3), constata-se que o andamento dos deslocamentos no Caso 2 e 3 é semelhante ao caso de estudo do Quarteirão-Tipo (Caso 0), registando, apenas, ligeiras variações em termos do deslocamento relativo entre pisos (Gráfico 33).

Relativamente ao Caso 2, na direcção perpendicular, ocorre um significativo aumento do deslocamento para fora do plano devido à remoção do Frontal FX12 no 1º Andar, consequência da diminuição do contraventamento da parede alvenaria. Neste caso o deslocamento, anteriormente de 0,039 m, passou agora a 0,044 m, numa variação de 13%, aproximadamente.

No Caso 1, aparentemente, o deslocamento da fachada para fora do seu plano reduz-se quando em comparação com o deslocamento no Quarteirão-Tipo. A título de exemplo, à cota 13,5 m (cobertura original) o deslocamento diminuiu cerca de 14%. Na direcção ortogonal, o deslocamento dos pisos inferiores são, igualmente, menores ao Caso 0, contudo, na transição entre o 2º e o 3º Andar, o deslocamento da fachada aumenta consideravelmente. Estas

diferenças são bem perceptíveis com a análise do Gráfico 34. Neste caso, o deslocamento relativo entre pisos passou de 0,37% para 0,53% ao nível do 3º Andar, correspondendo a uma variação de 30%. Estabelecendo a comparação com o deslocamento horizontal no 4º Andar, regista-se, agora, um aumento de 47,5%.

Atendendo às características dinâmicas da estrutura (Subcapítulo 8.1 - Tabela 24), verifica-se a menor aceleração espectral no Caso 1, segundo as duas principais direcções em planta, face ao Quarteirão-Tipo, assim como menores deslocamentos espectrais, não justificando as diferenças entre os alinhamentos a3 e a4.

A concepção estrutural do Edifício A reveste-se de alguma assimetria na distribuição da massa e rigidez. Caso o edifício fosse modelado isoladamente, estariam associados modos de torção na estrutura. No entanto, quando inserido no quarteirão, o comportamento de edifício isolado tende a ser “suavizado” pelos edifícios adjacentes, não se registando modos de torção em cotas inferiores a 13,5 m. Porém, acima dos 13,5 m (zona alterada), verificam-se modos locais de torção no edifício, justificando a redução do deslocamento absoluto segundo o alinhamento a3 e o aumento do deslocamento, acima do 3º Andar, segundo o alinhamento a4.

Este fenómeno poderá estar, ainda, associado à falta de rigidez dos pavimentos e à hipótese adoptada para a distribuição dos barrotes, perpendicularmente à fachada principal dos edifícios, i.e., concordante com o alinhamento a3, caso em que os deslocamentos são menores. Desta forma, pode justificar-se a menor capacidade de controlar os deslocamentos da fachada para fora do seu plano segundo o alinhamento a4.

Numa referência aos limites preconizados no EC8-1 (2009) em relação ao deslocamento relativo entre pisos, verifica-se em todos os casos de análise que os valores obtidos são inferiores às condições definidas no regulamento. Desta forma, encontra-se verificado o requisito de “limitação de danos” no Edifício A.

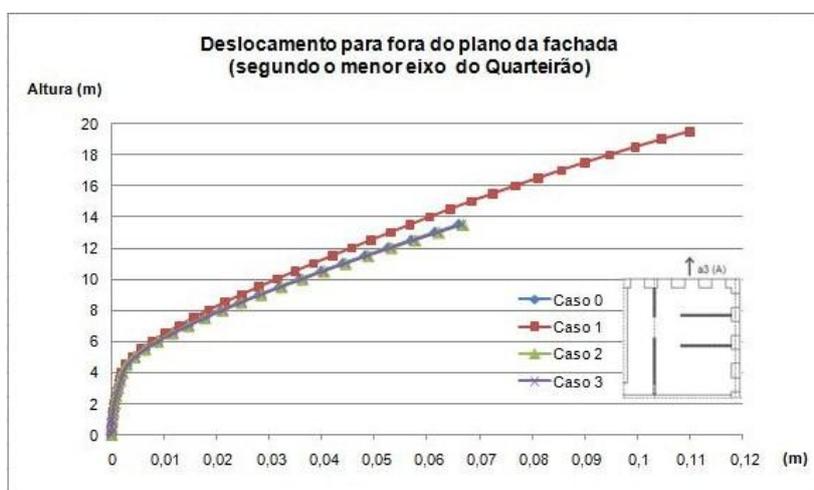


Gráfico 31 - Deslocamento do Edifício A para fora do plano da fachada (a3).

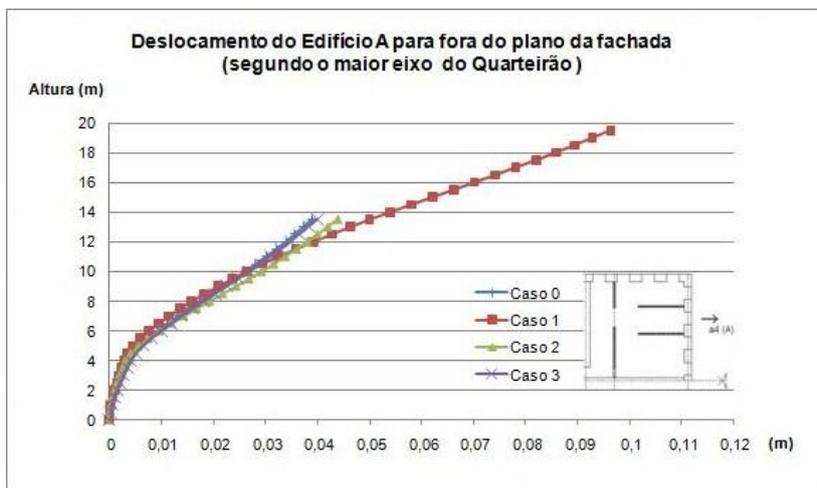


Gráfico 32 - Deslocamento do Edifício A para fora do plano da fachada (a4).

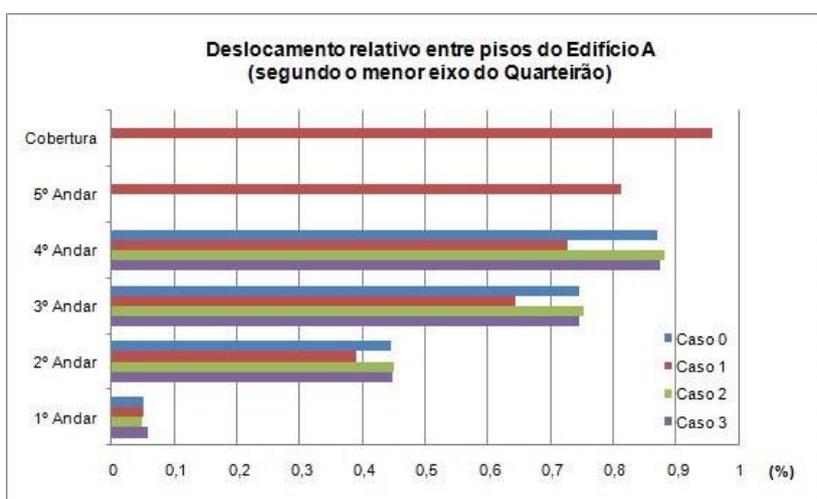


Gráfico 33 - Deslocamento relativo entre pisos do Edifício A (a3), expresso em porcentagem.

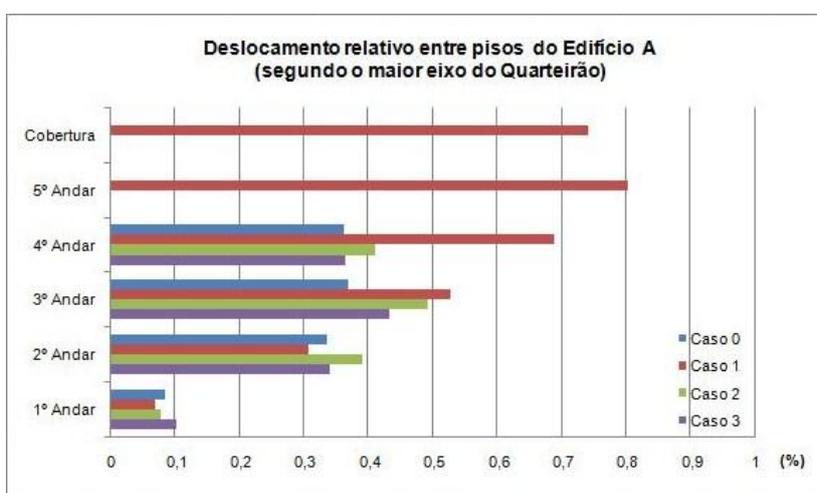


Gráfico 34 - Deslocamento relativo entre pisos do Edifício A (a4), expresso em porcentagem.

De acordo com os resultados do Gráfico 33 e Gráfico 34, procede-se agora à classificação do estado de conservação do Edifício A submetido às várias alterações estruturais, de acordo com a Norma FEMA 356/357 (2000).

Segundo o alinhamento a3, todos os casos apresentam um ângulo de distorção máximo superior a 0,8%, i.e., encontram-se todos em “estado de pré-colapso” de acordo com a referida Norma Americana. Na direcção ortogonal, os deslocamentos relativos entre pisos são mais moderados, com excepção do Caso 1, pelo que, no contexto dos restantes casos de alterações, o estado de conservação do Edifício de Gaveto compreende a degradação avançada da estrutura.

A situação mais condicionante ocorre no Caso 1, com um quociente máximo de 0,96% segundo a3, e de 0,74% segundo a4, indicando que o Edifício de Gaveto encontra-se na iminência do colapso.

8.3. SÍNTESE DOS RESULTADOS

Em resultado da caracterização dinâmica dos casos de alteração estrutural, verificou-se que o Caso 1 – Introdução de dois pisos, correspondia à solução mais flexível (frequência de translação mais baixa).

Com a verificação da segurança do Edifício de Gaveto constatou-se que na maioria dos casos os pilares estão longe de atingir a sua capacidade resistente à compressão (-5 MPa, Tabela 2), com excepção do Caso 1, onde a tensão de compressão máxima é excedida no Pilar P8, verificando-se igualmente a reduzida reserva de resistência no Pilar P7 (apenas 1,3%).

Quanto aos elementos de madeira e ligações, a situação mais condicionante em termos de esforços corresponde mais uma vez ao Caso de Estudo 1. Ao nível das paredes de frontal, as tensões de compressão e de corte máximos são inferiores aos limites resistentes do material. Apesar da fraca resistência das diagonais à tracção, denota-se a diminuição do nível de tracção, consequência do acréscimo de cargas permanentes.

Em todos os casos registaram-se indícios de rotura nos elementos de ligação às paredes de alvenaria (Gráfico 35). Note-se que no caso do Quarteirão-Tipo a percentagem de ligações com tracção excessiva era já elevada, indicando para a vulnerabilidade sísmica da estrutura inicial.

Em relação à evolução dos deslocamentos na fachada, como seria de esperar, o deslocamento ao nível do Caso 1 é superior, em termos absolutos, face aos restantes casos, em consequência da introdução de dois pisos ao Edifício de Gaveto e do aumento da flexibilidade do conjunto. No entanto, ao comparar os deslocamentos horizontais para cotas inferiores a 13,5 m (4º Andar) o deslocamento da fachada para fora do seu plano é menor quando em

comparação com o deslocamento no Quarteirão-Tipo, com excepção do alinhamento a4 (3º e 4º Andares). Este aspecto pode constituir um factor contra a segurança na análise da deformação da estrutura quando submetida ao aumento do número de pisos.

Contudo, e conforme exposto, ao Caso de Estudo 1 estão associados os maiores esforços e tensões. Assim, a alteração estrutural correspondente foi seleccionada como sendo a mais condicionante do ponto de vista da resistência dos elementos do edifício e consequentemente, a que mais influencia a vulnerabilidade sísmica do edifício. Importa, no entanto, referir que as alterações estruturais analisadas correspondem às situações mais comuns neste tipo de edifícios, ocorrendo, geralmente em simultâneo no edifício e em vários edifícios do quarteirão.

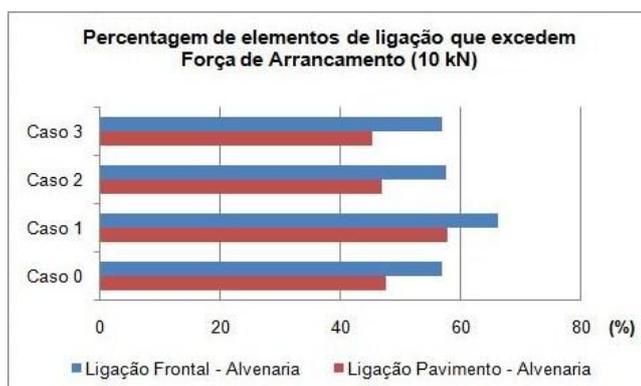


Gráfico 35 - Percentagem de elementos de ligação que excedem a Força de Arrancamento (Tabela 2).

9. COMENTÁRIOS FINAIS

9.1. SÚMULA DOS RESULTADOS ALCANÇADOS

O trabalho realizado teve por base o estudo do comportamento dinâmico tridimensional de um Quarteirão Pombalino, com recurso à modelação de um Quarteirão-Tipo desenvolvido em estudos anteriores (Oliveira, 2009). A concepção do modelo atendeu às características originais adoptadas na reconstrução pombalina, no seguimento da catástrofe que assolou o território nacional no final do século XVIII.

As dimensões dos elementos resistentes e as propriedades dos materiais construtivos foram definidas a partir de dados constantes na bibliografia da especialidade. Assumindo que os pressupostos adoptados na modelação representam de forma fidedigna as estruturas pombalinas, procedeu-se a um conjunto de avaliações que incidem sobre a interacção entre os edifícios dispostos em banda no contexto do quarteirão.

A avaliação e verificação de segurança compreendeu, necessariamente, a aferição do comportamento dinâmico do conjunto de edifícios, a contribuição para a resistência global da gaiola pombalina de madeira localizada no interior, a importância das ligações entre a gaiola e as paredes de alvenaria e a deformabilidade do pavimento e das fachadas.

Numa primeira fase desenvolveu-se a verificação de segurança à combinação sísmica de acções dos diversos elementos resistentes do Quarteirão-Tipo de acordo com os pressupostos da nova regulamentação europeia. Constatou-se a capacidade de equilíbrio para as acções verticais, no entanto, pode concluir-se que estes edifícios não se encontram preparados para suportar as intensidades sísmicas regulamentares (EC8-1, 2009).

Neste sentido, desenvolveu-se uma análise paralela tomando em consideração a proposta do Regulamento Sísmico Italiano (2003; 2005), que prevê a hipótese de reduzir a acção sísmica até 65% no caso de intervenções de reabilitação e reforço do edificado. Contudo, a conclusão permanece; efectivamente, estes edifícios resistem às cargas verticais mas, em termos de acções horizontais a resposta da estrutura evidencia vulnerabilidade. Importa, no entanto, referir que Oliveira (2009) na análise do Quarteirão-Tipo chegou às mesmas conclusões considerando para o efeito a acção sísmica definida pelo RSA (1983).

De todos os edifícios de um quarteirão, os edifícios de extremidade encontram-se em posição de maior vulnerabilidade às acções sísmicas. Por se encontrarem desprotegidos em duas das suas confrontações e afastados do centro do quarteirão, constituem o caso mais penalizante em termos de resistência e deformação. Contudo, o nível de esforços registados nos restantes edifícios do Quarteirão-Tipo, podem, igualmente, comprometer a segurança estrutural perante

a actuação de um sismo regulamentar. Apesar de se ter considerado o edifício de gaveto como o caso mais gravoso, a segurança do Quarteirão-Tipo encontra-se efectivamente comprometida de acordo com os contornos da actual regulamentação sísmica europeia.

As maiores fragilidades ocorrem ao nível das ligações, tanto das paredes de alvenaria opostas como nas ligações madeira – alvenaria. No primeiro caso, as ligações foram mesmo modeladas de modo a simular a sua fraca resistência. No segundo caso, a percentagem de elementos que excedem a força de arrancamento, estimada de modo experimental, é muito elevada especialmente ao nível da cobertura. Em termos de deformação relativa entre pisos, também se obtiveram valores elevados que traduzem a fragilidade existente, o que condiciona a segurança e a funcionalidade dos edifícios.

Analisando todas as possibilidades, avaliou-se ainda a hipótese avançada pelo EC8 (2005) relativamente à consideração da rigidez das estruturas de alvenaria inerentes ao seu comportamento em estado fendilhado, permitindo uma avaliação de segurança mais rigorosa. Através do cálculo da deformação dos edifícios do quarteirão tornou-se evidente o aumento global dos deslocamentos para fora da fachada em análise. Avaliando a variação de deslocamentos ao nível da cobertura, registam-se aumentos de cerca 30%, em média, exceptuando o Edifício B. Como seria de esperar, o deslocamento máximo total ocorre ao nível da cobertura do edifício de gaveto, segundo o menor eixo do quarteirão (alinhamento a3).

Em resultado da análise dinâmica do Quarteirão-Tipo constatou-se que a configuração dos primeiros modos de vibração correspondiam à deformação de bandas inteiras do quarteirão, enquanto que os deslocamentos na direcção perpendicular, ao nível das paredes meias, são comparativamente muito reduzidos. Apesar de os pavimentos não serem rígidos e por isso não ser possível tratar o quarteirão como se fosse um único edifício de grandes dimensões em planta, esta observação remete para a possibilidade de analisar o conjunto de edifícios por meio de bandas de edifícios. Neste caso, os esforços actuantes seriam obtidos por sobreposição dos resultados da análise da banda combinados com os resultados na direcção perpendicular à banda.

Neste contexto, desenvolveu-se a análise de uma Banda Longitudinal de Edifícios solicitada segundo a respectiva maior direcção em planta, assim como o comportamento dos Edifícios Interiores dessa banda, isoladamente, na direcção perpendicular. Os modelos simplificados da banda de edifícios e do edifício isolado foram obtidos a partir do modelo global do Quarteirão-Tipo. Ao nível dos edifícios de extremidade da banda e do edifício isolado considerou-se, para o efeito, metade da espessura das paredes de empena, evidenciando, efectivamente, a partilha destes elementos com os edifícios adjacentes.

Decorrente da caracterização dinâmica da Banda Longitudinal tornou-se evidente a semelhança entre a configuração de deformação e as frequências dos principais modos de vibração em análise com os obtidos ao nível do Quarteirão-Tipo, concluindo-se que o Modelo

da Banda Longitudinal de Edifícios poderá ser adequado para simular o comportamento do Modelo do Quarteirão-Tipo.

Focando a análise no comportamento do Edifício C do interior da banda, verificou-se que os esforços e tensões determinados com a combinação dos modelos de análise resultaram moderadamente superiores aos determinados com o Modelo do Quarteirão-Tipo. Na combinação dos modelos de análise denota-se uma maior contribuição da Banda Longitudinal para os esforços resultantes no Edifício C, em parte consequência da maior rigidez do conjunto e da composição dos esforços entre os edifícios da banda.

Em forma de conclusão, o comportamento de um Edifício Interior do Quarteirão-Tipo pode ser recriado através de modelos numéricos mais simples, diminuindo a exigência de um levantamento e caracterização de todos os edifícios do conjunto, atendendo à sua diversidade e complexidade estrutural. Desta forma, pode-se beneficiar do contributo dos edifícios adjacentes na resposta da estrutura em análise representando as condições de fronteira efectivamente existentes e o desenvolvimento de soluções de reforço mais sustentadas, evitando estimativas demasiado conservativas.

De forma a completar a análise ao nível do quarteirão, procedeu-se igualmente à avaliação da banda constituída pelos edifícios de extremidade do Quarteirão-Tipo. Por conseguinte, desenvolveu-se o estudo do comportamento sísmico do edifício de gaveto por sobreposição dos resultados decorrentes da análise na Banda Longitudinal de Edifícios com os resultados da análise na Banda Transversal de Edifícios, considerando a acção sísmica actuante segundo a maior direcção em planta de cada conjunto de edifícios.

Reunindo os principais resultados determinados, torna-se evidente o agravamento dos esforços máximos nos elementos analisados quando em comparação com a análise realizada no contexto do Quarteirão-Tipo. Em resultado da análise do edifício de gaveto, sem a consideração das condições de fronteira com que se insere no quarteirão (Fernandes, 2010), verifica-se que esforços e tensões estimados são, efectivamente, superiores aos obtidos com este estudo das bandas.

Confrontando os resultados obtidos no edifício de gaveto, pode concluir-se quanto à possibilidade de proceder à análise do Edifício de Gaveto por meio da combinação direccional dos resultados das Bandas Longitudinal e Transversal de Edifícios do Quarteirão. Os esforços e tensões determinados através da combinação garantem uma envolvente intermédia face aos casos extremos de análise com recurso ao Modelo do Quarteirão-Tipo ou ao Modelo do Edifício Isolado, e por isso mais conservativos, constituindo uma aproximação aceitável da realidade. O recurso ao modelo combinado de Bandas de Edifícios permite o desenvolvimento de modelos numéricos mais simples, beneficiando-se de igual modo do contributo dos edifícios adjacentes na resposta da estrutura em análise representando as condições de fronteira efectivamente existentes.

De todos os edifícios de um quarteirão, os edifícios de gaveto são os mais vulneráveis às acções sísmicas. No entanto, numa situação em que os edifícios se encontram estruturalmente ligados entre si, quaisquer alterações efectuadas num edifício irão repercutir-se nos demais edifícios do quarteirão, diluindo os seus efeitos no edifício alterado. Por conseguinte, propôs-se a avaliação das alterações estruturais de maior representatividade nos edifícios pombalinos.

Foram estudadas três intervenções tipo mais frequentes, implementadas de forma independente (não simultânea) ao nível do edifício de gaveto inserido no quarteirão, nomeadamente: aumento do número de pisos, ampliação de divisões com corte de frontais e ampliação de loja com corte de pilares de fachada. Em resultado da caracterização dinâmica dos casos de alteração estrutural, verificou-se que o Caso 1 – Introdução de dois pisos correspondia à solução mais flexível, associado a menores valores de frequência própria.

Com as sucessivas verificações de segurança ao nível dos elementos resistentes da estrutura, tornou-se evidente que os esforços e tensões no referido caso de estudo resultavam substancialmente superiores aos esforços no caso do Quarteirão-Tipo inalterado, assim como nos restantes casos de estudo propostos. Em todas as situações de alterações estruturais consideradas registaram-se indícios de rotura nos elementos de ligação às paredes de alvenaria, inclusivamente no caso do Quarteirão-Tipo. Contudo, a situação mais desfavorável corresponde ao Caso 1 – Introdução de dois pisos.

Em relação à evolução dos deslocamentos na fachada, como seria de esperar, o deslocamento ao nível do Caso 1 é superior, em termos absolutos, aos restantes casos, em consequência da introdução de dois pisos ao Edifício de Gaveto e do aumento da flexibilidade do conjunto. Assim, a alteração estrutural correspondente foi seleccionada como sendo a mais relevante do ponto de vista da resistência dos elementos do edifício. Importa, no entanto, referir que as alterações estruturais analisadas correspondem às situações mais comuns neste tipo edifícios, ocorrendo geralmente em simultâneo no edifício e em vários edifícios do quarteirão.

9.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Perante a validade da combinação direccionada de bandas do quarteirão para a avaliação do comportamento sísmico dos edifícios pombalinos, propõe-se, em alternativa, a avaliação dos edifícios do quarteirão considerando apenas a contribuição dos edifícios adjacentes ao edifício em análise. Esta proposta deverá ser validada a partir da realização de diferentes estudos paramétricos, comparando o comportamento sísmico do edifício pombalino e considerando a contribuição dos edifícios adjacentes com o comportamento do mesmo edifício integrado no Quarteirão-Tipo. O estudo deverá integrar o edifício pombalino na sua concepção original, assim como o edifício submetido a diferentes intervenções estruturais.

Esta hipótese permite beneficiar do contributo dos edifícios adjacentes na resposta da estrutura em análise, representando as condições de fronteira efectivamente existentes e o desenvolvimento de soluções de reforço mais sustentadas, evitando estimativas demasiado conservativas. Para além disso, desta forma, pode recorrer-se a modelos numéricos de análise ainda mais simples, cingindo o levantamento estrutural aos edifícios na proximidade e diminuindo a exigência do levantamento e caracterização de todos os edifícios do quarteirão. Por outro lado, esta abordagem permite, ainda, a aplicação mais expedita do processo de combinação direccional das componentes horizontais da acção sísmica, atendendo à diminuição do número de elementos estruturais em análise.

No âmbito dos desenvolvimentos práticos seria importante verificar a hipótese alternativa de combinação das componentes horizontais da acção sísmica apresentada no EC8-1 (2009, Art.º 4.3.3.5) para a determinação dos esforços resultantes:

$$\text{a) } E_{Edx} \text{ " + " } 0,30 E_{Edy}$$

$$\text{b) } 0,30 E_{Edx} \text{ " + " } E_{Edy}$$

Em que:

E_{Edx} – Esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

E_{Edy} – Esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal y da estrutura.

Esta proposta foi enunciada perante a dificuldade em determinar e, principalmente, representar, a distribuição de tensões nas paredes de alvenaria resultante da combinação dos modelos simplificados em análise. Espera-se, deste modo, compatibilizar a distribuição de tensões devido à combinação sísmica de acções nas paredes de fachada e empena dos edifícios, fornecendo, assim, uma estimativa mais provável dos esforços.

Finalmente, importa referir que nas situações de reabilitação de edifícios antigos, em que se pretende investir na melhoria das condições de habitabilidade e funcionalidade, não pode passar em claro a situação da segurança estrutural e, em particular, da segurança sísmica.

10. BIBLIOGRAFIA

Almeida, A. Betâmio de; (2005) – *O Significado do Sismo de Lisboa de 1755 no Contexto Genésico da Actual Gestão do Risco*; ACT 14 – O Grande Terramoto de Lisboa: Ficar Diferente, Colóquio Internacional, Faculdade de Letras da Universidade de Lisboa, 2005, Lisboa.

Arquivo Fotográfico – Arquivo Fotográfico Pessoal sobre a Baixa Pombalina.

Appleton, J.; (2003) – *A Baixa Pombalina: da Inovação ao Mito*. In *Jornadas A Baixa Pombalina e a sua Importância para o Património Mundial*, Câmara Municipal de Lisboa, Outubro 2003, Lisboa.

Appleton, J.; (2003a) – *Reabilitação de Edifícios Antigos. Patologias e Tecnologias de Intervenção*. Edições Orion, 1ª Edição, Setembro 2003, Amadora.

Casanova, A.; Lopes, M.; Bento, R.; (2009) – *Análise da Regulamentação Internacional sobre Reabilitação e Reforço Sísmico de Estruturas – Ênfase em Edifícios Antigos de Alvenaria*. Dissertação de Mestrado no IST, Janeiro 2009, Lisboa.

EC8-1; (2009) - *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. NP EN 1998-1:2009, CT 115 (LNEC), Lisboa.

EC8-1 NA; (2009) - *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. Anexo Nacional NA*. NP EN 1998-1:2009, CT 115 (LNEC), Lisboa.

EC8-3; (2004) - *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Final Draft; prEN EN 1998-1:2004, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgic.

EC1-1; (2001) - *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings*. Final Draft; prEN 1991-1-1:2001, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgic.

EC0; (2001) - *Eurocode: Basis of structural design*. Final Draft; prEN 1990:2001, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgic.

Cóias, V.; (2010) – *A reabilitação do edificado de Lisboa e o Risco Sísmico*. In *Encontro Nacional “Conservação e Reabilitação de Estruturas”*, LNEC, Junho 2010, Lisboa.

Cóias, V.; (2008) – Modelos de Cálculo para Edifícios Pombalinos. In Engenharia e Vida. Revista mensal de Engenharia Civil, Construção e Desenvolvimento, Publicação nº 49, Setembro 2008, Lisboa.

Cóias, V.; (2007) – *Reabilitação Estrutural de Edifícios Antigos. Alvenaria e Madeira. Técnicas Pouco Intrusivas*. Argumentum, GeCorpa, 2ª Edição, Maio 2007, Lisboa.

Cóias, V.; (2006) – *Inspecções e Ensaios na Reabilitação de Edifícios*. IST Press, 1ª Edição, Outubro 2006, Lisboa.

Commité Científico Internacional para a análise e restauro de estruturas do património arquitectónico (ICOMOS) – *Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico*. Tradução para português de: Lourenço, P. e Oliveira, D., Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, 2004, Braga.

Costa, A.; (2010) – *Metodologias de Avaliação da Segurança em Construções Tradicionais*. Curso Avançado – Reabilitação Sísmica de Edifícios, inserido no Encontro Nacional “Conservação e Reabilitação de Estruturas”, LNEC, Junho 2010, Lisboa.

Encontro Nacional “Conservação e Reabilitação de Estruturas” – Compilação de Apresentações, LNEC, Junho 2010, Lisboa.

FEMA 356; (2000) – *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency, November 2000, Whashington D.C., USA..

FEMA 357; (2000) – *Global topics on the Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency, November 2000, Whashington D.C., USA..

Fernandes, D.; Bento, R.; (2010) - *Avaliação Sísmica de um edifício Pombalino. Análise da influência das alterações estruturais tipo que os edifícios pombalinos foram sofrendo ao longo dos anos*. Dissertação de Mestrado no IST, 2010 (para publicação), Lisboa.

Lopes, M.; Bento, R.; Monteiro, M.; (2004) – *Análise Sísmica de um Quarteirão Pombalino*. Relatório ICIST EP, N54/04, Estudo Realizado para a OZ, Lisboa, Novembro 2004.

Lopes, M.; *et. al*; (2008) - *Sismos e Edifícios*, Edições Orion, 1º Edição, Julho 2008, Lisboa.

Lourenço, P.; (2010) - *Avaliação de Segurança Sísmica de Estruturas de Alvenaria*. Curso Avançado – Reabilitação Sísmica de Edifícios, inserido no Encontro Nacional “Conservação e Reabilitação de Estruturas”, LNEC, Junho 2010, Lisboa.

Mascarenhas, J.; (2005) – *Sistemas de Construção V – O Edifício de Rendimento da Baixa Pombalina de Lisboa. Processo Evolutivo dos Edifícios. Inovações Técnicas. Sistemas Construtivos*. Livros Horizonte, 2ª Edição, Outubro 2005, Lisboa.

Meireles, H.; Bento, R.; (2010) – *Comportamento Cíclico de Paredes de Frontal Pombalino*. Sísmica 2010 – 8º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, Outubro 2010 (para publicação), Aveiro.

Neves, S.; Lopes, M.; Bento, R.; (2008) – *Análise Sísmica de um Edifício da Baixa Pombalina*. Dissertação de Mestrado no IST, Abril 2008, Lisboa.

Oliveira, M.; Lopes, M.; Bento, R.; (2009) – *Avaliação Sísmica de um Quarteirão Pombalino*. Dissertação de Mestrado no IST, Junho 2009, Lisboa.

OPCM n. 3274; (2003) – *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sísmica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sísmica*. Suppl. ord. n.72 alla G.U. n. 105 del 8/5/2003, e successive modifiche ed integrazioni, Itália.

OPCM n. 3431; (2005) – *Ulteriori modifiche ed integrazioni all’Ordinanza n. 3274 del 20/3/2003, recante Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sísmica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sísmica*. Suppl. ord. n.85 alla G.U. n. 107 del 10/5/2005, Itália.

Pena, F.; Lopes, M.; (2008) – *Análise do Comportamento Sísmico de um Edifício Pombalino*. Dissertação de Mestrado no IST, Outubro 2008, Lisboa.

Ramos, L.; Lourenço, P.; (2005) – *Seismic Analysis of Heritage Compound in the Old Town of Lisbon*. Department of Civil Engineering, University of Minho, 2005, Guimarães.

Ramos, J.; Lourenço, P.; (2004) - *Modeling and vulnerability of historical city centers in seismic areas: a case study in Lisbon*. Universidade do Minho, 2004, Braga.

Ramos, J. L. F. S.; (2002) – *Análise Experimental e Numérica de Estruturas Históricas de Alvenaria*. Dissertação de Mestrado na Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Janeiro de 2002, Braga.

Ravara, A.; Sousa Oliveira, C.; (1977) – *Sismologia, Sismicidade e Risco Sísmico. Aplicações em Portugal*. Relatório DDA/SE, LNEC, Junho 1977, Lisboa.

Regulamento Sísmico Italiano (2003; 2005) – Norma OPCM 3274 de Maio de 2003 revista pela Norma OPCM 3431 de Maio de 2005.

Rossa, W.; (2004) – *Do Plano de 1755-1758 para a Baixa-Chiado*. In Monumentos. Revista semestral de Edifícios e Monumentos. Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais, Publicação nº 21, Setembro 2004, Lisboa.

RSA – *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de Maio. Imprensa Nacional Casa da Moeda, 1983, Lisboa.

Santos, M. H. R.; (2000) - *A Baixa Pombalina. Passado e Futuro*. Livros Horizonte, Janeiro de 2000, Lisboa.

SAP2000, SAP2000®; (2008) – *Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures*. CSI Computers & Structures, inc, Structural and Earthquake Engineering Software, Berkeley, Califórnia, USA..

Silva, V. C., (2007) - *Reabilitação Estrutural de Edifícios Antigos*. Argumentum, 2.^a Edição, Maio 2007, Lisboa.

Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES) – *Descrição do Sismos de 1755*. Informação Técnica – Sismicidade Histórica em Portugal. <http://www.spes-sismica.org/>

Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES) – *A gaiola como génese da construção anti-sísmica*. Informação Técnica – Sismicidade Histórica em Portugal. <http://www.spes-sismica.org/>

Wikipédia – *Sismo de Lisboa de 1755*. http://pt.wikipedia.org/wiki/Sismo_de_Lisboa_de_1755

ANEXOS

ANEXO I – CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DO QUARTEIRÃO-TIPO

ANEXO II – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA BANDA LONGITUDINAL DE EDIFÍCIOS

ANEXO III – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DO EDIFÍCIO DO INTERIOR DA BANDA LONGITUDINAL DE EDIFÍCIOS

ANEXO IV – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA BANDA TRANSVERSAL DE EDIFÍCIOS

ANEXO V – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA: PAREDES DE FACHADA DO EDIFÍCIO DE GAVETO SUBMETIDO AO CASO 3 DE ALTERAÇÃO ESTRUTURAL

ANEXO I – CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DO QUARTEIRÃO-TIPO

Neste anexo apresenta-se a configuração modal do 6º ao 10º Modos de Vibração do Quarteirão-Tipo (Figura 86 a Figura 90). Estes elementos servem principalmente para consulta e interpretação da configuração dos modos de vibração dos modelos numéricos simplificados considerados, nomeadamente Modelo Banda Longitudinal de Edifícios, pelo que não serão incluídos quaisquer comentários aos demais.

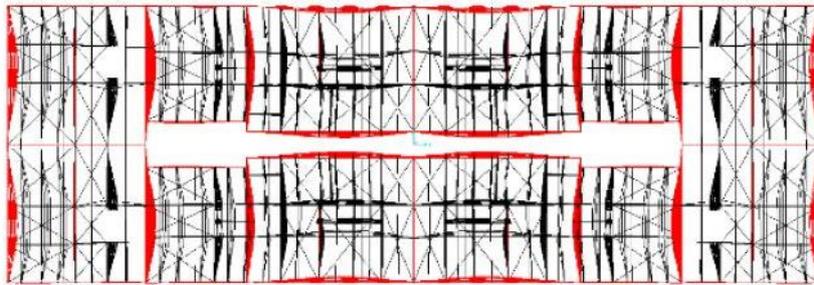


Figura 86 - Modo 6: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).

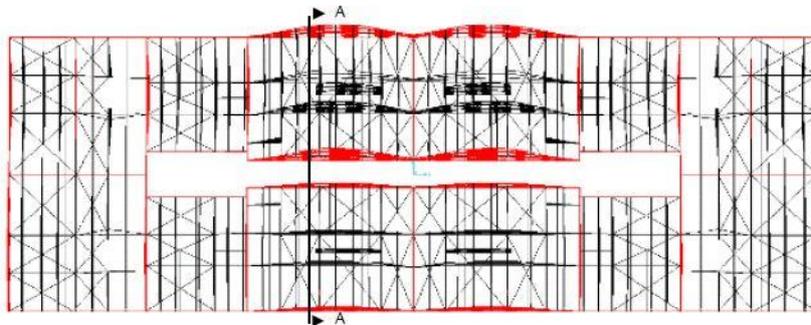


Figura 87 - Modo 7: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).

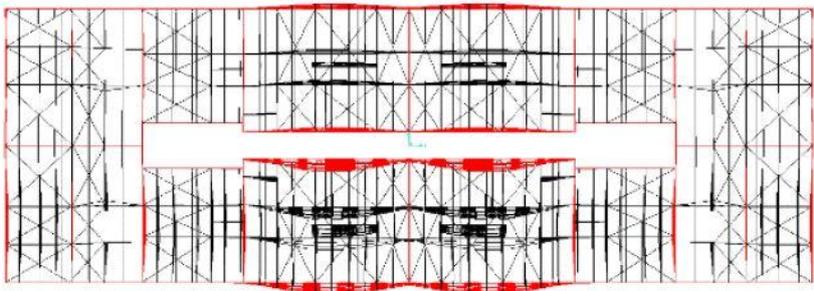


Figura 88 - Modo 8: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).

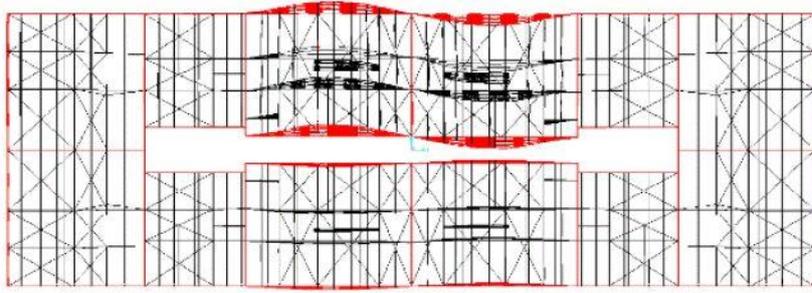


Figura 89 - Modo 9: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).

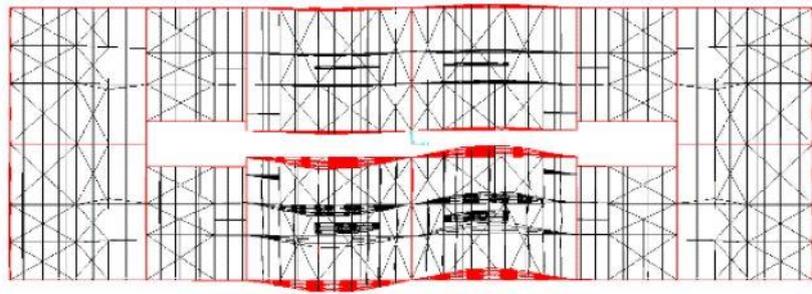


Figura 90 - Modo 10: Planta do Quarteirão-Tipo (Oliveira, 2009).

ANEXO II – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA BANDA LONGITUDINAL DE EDIFÍCIOS

O Modelo Banda Longitudinal refere-se ao conjunto de seis edifícios com desenvolvimento na maior dimensão em planta do Quarteirão-Tipo. Neste caso, considera-se que a acção sísmica actua apenas segundo a principal direcção da banda (Figura 91).

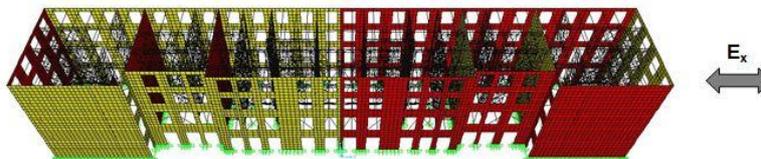


Figura 91 - Modelo de Análise da Banda Longitudinal de Edifícios.

II.1. PILARES INTERIORES DO PISO TÉRREO

Analisaram-se as tensões normais e de corte actuantes nos pilares de alvenaria do piso térreo da Banda de Edifícios (P1 a P8 - Figura 37). Na Tabela 37 e Tabela 38 constam os resultados obtidos com a análise.

Tabela 37 - Tensões Normais nos Pilares do R/C.

Pilar	Tensões Normais (kPa)							
	σ [N mín]	σ [Mx (-)]	σ [My (-)]	σ [Comp.]	σ [N máx]	σ [Mx (+)]	σ [My (+)]	σ [Trac.]
P1	-390,42	429,78	546,59	-1366,79	-390,42	429,78	546,59	585,95
P2	-1191,64	-2342,74	-416,10	-3950,48	-1191,64	-2342,74	-416,10	1567,20
P3	-488,73	-4522,29	249,31	-5260,32	-488,73	-4522,29	249,31	4282,87
P4	-685,88	5064,75	-687,66	-6438,29	-685,88	5064,75	-687,66	5066,53
P5	-509,63	-4851,11	510,06	-5870,80	-509,63	-4851,11	510,06	4851,55
P6	-847,39	-4284,87	-987,41	-6119,67	-847,39	-4284,87	-987,41	4424,89
P7	-128,74	533,26	-1480,45	-2142,46	-128,74	533,26	-1480,45	1884,97
P8	-626,31	253,51	1715,12	-2594,94	-626,31	253,51	1715,12	1342,32

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Tabela 38 - Tensões de Corte nos Pilares do R/C.

Pilar	Tensões de Corte (kPa)		
	τ [Corte]	σ [CP + $\Psi_2 \times \text{SC}$]	τ [Limite Corte]
P1	27,35	-357,79	307,34
P2	116,67	-1075,66	522,70
P3	227,36	-409,56	322,87
P4	254,17	-642,70	392,81
P5	243,49	-461,32	338,40
P6	217,83	-768,50	430,55
P7	74,20	-121,38	236,41
P8	85,92	-602,05	380,62

II.2. ELEMENTOS DE MADEIRA E LIGAÇÕES

PAREDES DE FRONTAL

Avaliaram-se os esforços máximos actuantes nos Frontais FX5, FX12, FY5 e FY9 (Tabela 39) identificados em planta na Figura 38 (Subcapítulo 5.2.3).

Tabela 39 - Tensões Normais e de Corte nos elementos condicionantes de quatro frontais.

	Frontal	Elemento	Tensões Normais (kPa)				Tensões de Corte (kPa)	
			Nsd (kN)	σ [Comp.]	Nsd (kN)	σ [Trac.]	Vsd (kN)	τ [máx]
Edifício C	FX5	Diagonal	-86,77	-10846,38	81,81	10226,50	--	--
		Montante	-117,32	-7821,47	31,91	2127,13	7,68	768,00
	FY5	Diagonal	-34,51	-4313,88	29,59	3699,13	--	--
		Montante	-74,97	-4997,80	21,40	1426,40	3,99	399,00
Edifício A	FX12	Diagonal	-68,88	-8610,50	34,14	4267,50	--	--
		Montante	-276,93	-18462,20	91,95	6130,20	18,89	1888,90
	FY9	Diagonal	-43,41	-5425,63	38,49	4810,88	--	--
		Montante	-100,52	-6701,27	18,73	1248,80	2,89	288,90

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

LIGAÇÃO FRONTAL - ALVENARIA

A ligação dos frontais às paredes de fachada e empena foi avaliada através dos Frontais FX8, FX12 e FY5 que cobrem parte significativa das situações. A designação adoptada para as ligações Frontal – Alvenaria e os resultados obtidos para a combinação sísmica estão representados no Gráfico 36.

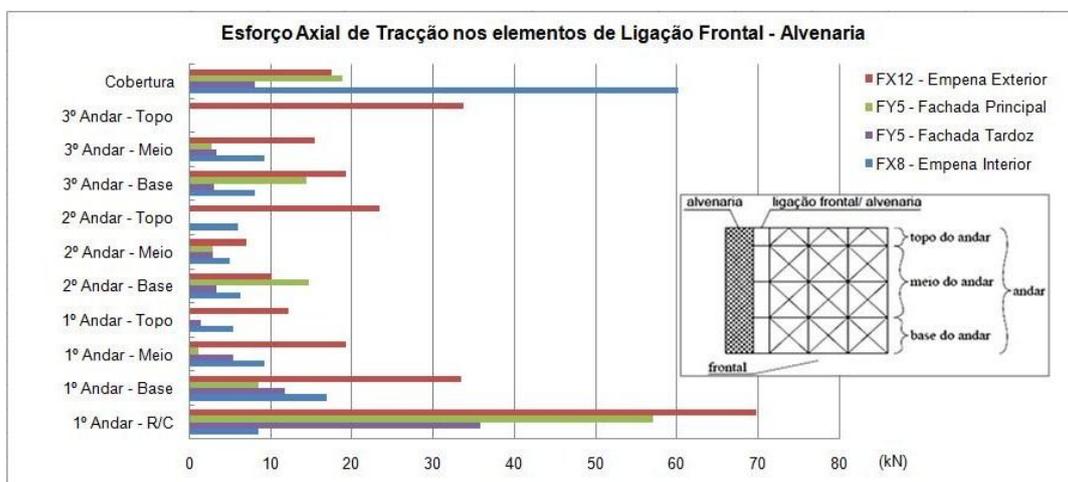


Gráfico 36 - Distribuição em altura dos esforços axiais de tracção nos elementos de ligação dos frontais seleccionados.

LIGAÇÃO PAVIMENTO - ALVENARIA

A ligação dos barrotos de piso às paredes de alvenaria de Fachada e de Empena foi avaliada para todos os barrotos de piso da Banda de Edifícios. Os resultados dependem do número de ligações definidas no modelo e da área de influência de cada ligação. Apresenta-se no Gráfico 37 o nível máximo de tensões nos barrotos de cada piso.

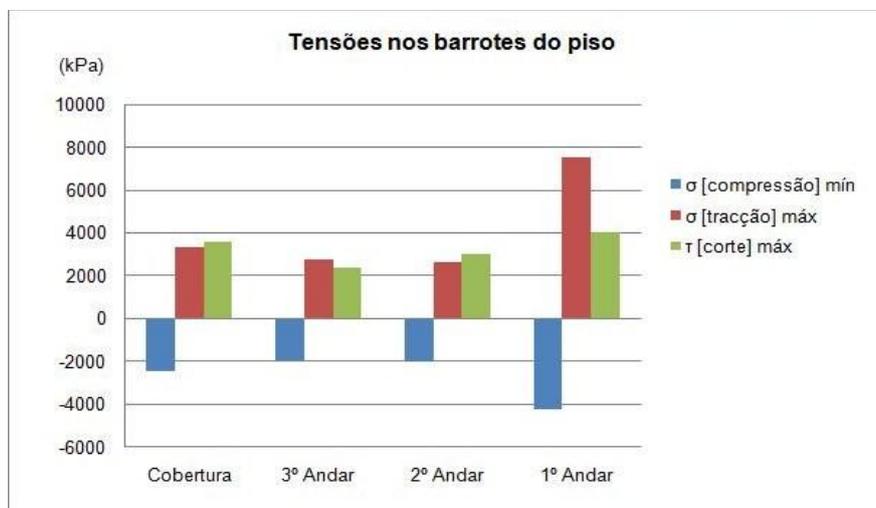


Gráfico 37 - Tensões máximas nos barrotos.

II.3. DESLOCAMENTOS

Nesta secção apresentam-se os deslocamentos horizontais ao nível da fachada do edifício de extremidade da banda (Gráfico 38). Analisou-se a amplitude dos deslocamentos no alinhamento vertical correspondente ao centro da fachada, por se encontrar mais afastados de contraventamentos e das paredes meiras (alinhamento a4 - Figura 40). No Gráfico 39 consta o deslocamento relativo dado pelo ângulo de distorção entre pisos, expresso em percentagem.



Gráfico 38 - Deslocamento do Edifício A para fora do plano da fachada (a4).

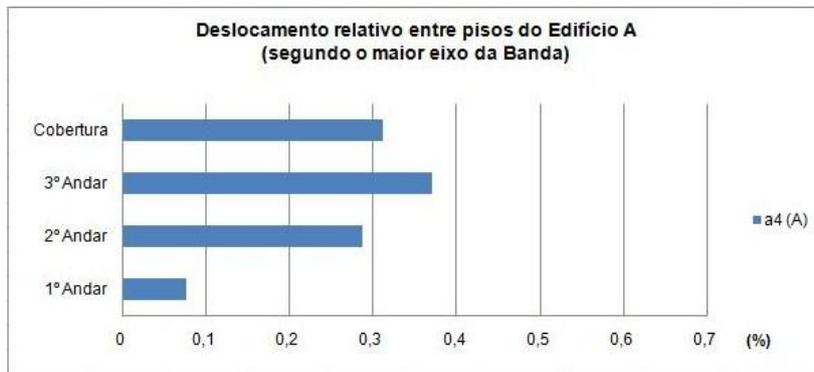


Gráfico 39 - Deslocamento relativo entre pisos do Edifício A (a4), expresso em percentagem.

ANEXO III – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DO EDIFÍCIO DO INTERIOR DA BANDA LONGITUDINAL DE EDIFÍCIOS

Análise do comportamento do Edifício C do interior da banda, agora com a acção sísmica a actuar na direcção perpendicular (Figura 92).

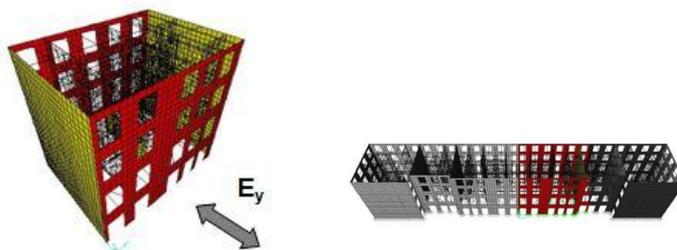


Figura 92 - Modelo de Análise do Edifício Interior da Banda de Edifícios.

III.1. PILARES INTERIORES DO PISO TÉRREO

Analisaram-se as tensões axiais e de corte actuantes nos pilares de alvenaria do piso térreo do Edifício C (P1 a P4 - Figura 37). Na Tabela 40 e Tabela 41 constam os resultados obtidos com a análise.

Tabela 40 - Tensões Normais nos Pilares do R/C.

Pilar	Tensões Normais (kPa)							
	σ [N mín]	σ [Mx (-)]	σ [My (-)]	σ [Comp.]	σ [N máx]	σ [Mx (+)]	σ [My (+)]	σ [Trac.]
P1	-480,01	62,14	1890,61	-2432,76	-480,01	62,14	1890,61	1472,74
P2	-1157,41	-1007,81	-1669,77	-3834,99	-1157,41	-1007,81	-1669,77	1520,17
P3	-520,57	-1246,06	1333,82	-3100,46	-520,57	-1246,06	1333,82	2059,32
P4	-666,76	2403,66	-1645,42	-4715,84	-666,76	2403,66	-1645,42	3382,33

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Tabela 41 - Tensões de Corte nos Pilares do R/C.

Pilar	Tensões de Corte (kPa)		
	τ [Corte]	σ [CP + $\Psi_2 \times SC$]	τ [Limite Corte]
P1	94,77	-361,41	308,42
P2	84,15	-1085,59	525,68
P3	66,91	-417,68	325,30
P4	121,11	-645,66	393,70

III.2. ELEMENTOS DE MADEIRA E LIGAÇÕES

PAREDES DE FRONTAL

Avaliaram-se os esforços máximos actuantes em todos os frontais do edifício em estudo (Tabela 42 e Tabela 43) identificados em planta na Figura 38 (Subcapítulo 5.2.3).

Tabela 42 - Tensões Normais e de Corte nos elementos condicionantes dos frontais dispostos segundo a maior dimensão em planta da banda de edifícios.

Frontal	Elemento	Tensões Normais (kPa)				Tensões de Corte (kPa)	
		Nsd (kN)	σ [Comp.]	Nsd (kN)	σ [Trac.]	Vsd (kN)	τ [máx]
FX4	Diagonal	-10,55	-1318,75	7,26	907,63	--	--
	Montante	-25,75	-1716,33	20,18	1345,60	4,30	429,90
FX5	Diagonal	-36,43	-4553,63	30,05	3756,50	--	--
	Montante	-103,44	-6895,73	17,30	1153,00	5,32	532,20
FX9	Diagonal	-45,33	-5666,25	44,59	5573,13	--	--
	Montante	-142,53	-9501,93	18,54	1236,00	1,59	159,40
FX10	Diagonal	-16,48	-2060,00	9,06	1132,38	--	--
	Montante	-48,10	-3206,93	11,24	749,47	4,07	406,60

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

Tabela 43 - Tensões Normais e de Corte nos elementos condicionantes dos frontais dispostos segundo a menor dimensão em planta da banda de edifícios.

Frontal	Elemento	Tensões Normais (kPa)				Tensões de Corte (kPa)	
		Nsd (kN)	σ [Comp.]	Nsd (kN)	σ [Trac.]	Vsd (kN)	τ [máx]
FY2	Diagonal	-63,71	-7963,88	58,79	7349,13	--	--
	Montante	-88,49	-5899,27	17,30	1153,00	7,08	707,80
FY4''	Diagonal	-66,30	-8287,38	62,06	7757,88	--	--
	Montante	-43,78	-2918,53	20,67	1377,80	15,62	1561,80
FY4	Diagonal	-65,49	-8185,63	61,54	7692,50	--	--
	Montante	-142,53	-9501,93	17,23	1148,33	9,23	922,90
FY5	Diagonal	-55,29	-6911,00	50,37	6296,25	--	--
	Montante	-108,84	-7255,87	20,18	1345,60	8,99	898,80

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

LIGAÇÃO FRONTAL - ALVENARIA

A Ligação dos Frontais às paredes de Fachada e Empena foi avaliada através dos Frontais FX5, FX4 e FY5 que cobrem parte significativa das situações. A designação adoptada para as ligações Frontal – Alvenaria e os resultados obtidos para a combinação sísmica estão representados no Gráfico 40.

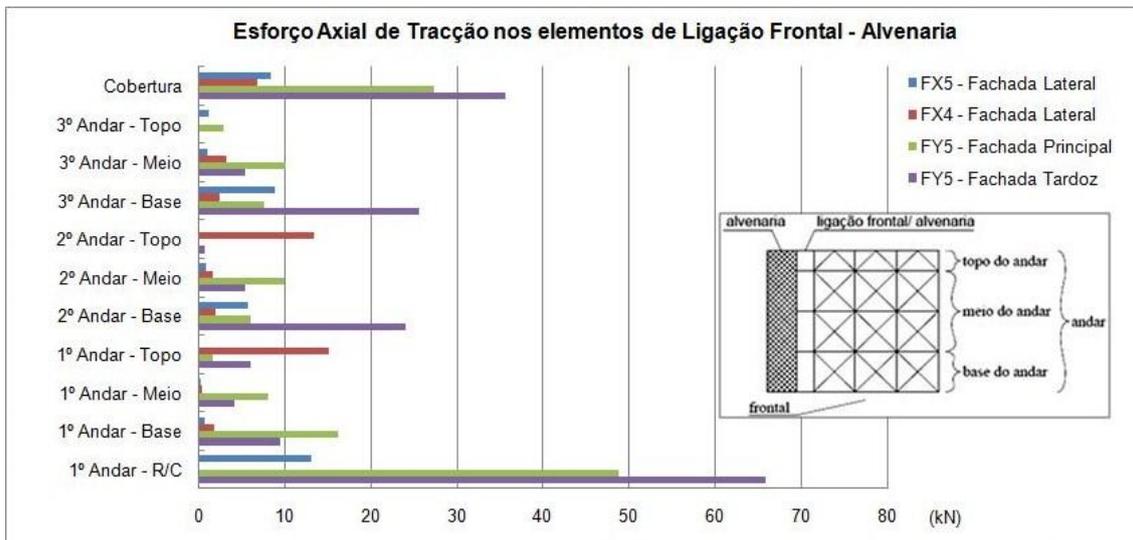


Gráfico 40 - Distribuição em altura dos esforços axiais de tracção nos elementos de ligação dos frontais seleccionados.

LIGAÇÃO PAVIMENTO - ALVENARIA

A ligação dos barrotos de piso às paredes de alvenaria de Fachada e de Empena foi avaliada para todos os barrotos de piso do Edifício. Os resultados dependem do número de ligações definidas no modelo e da área de influência de cada ligação. Apresenta-se no Gráfico 41 as tensões máximas nos barrotos ao nível de cada piso.

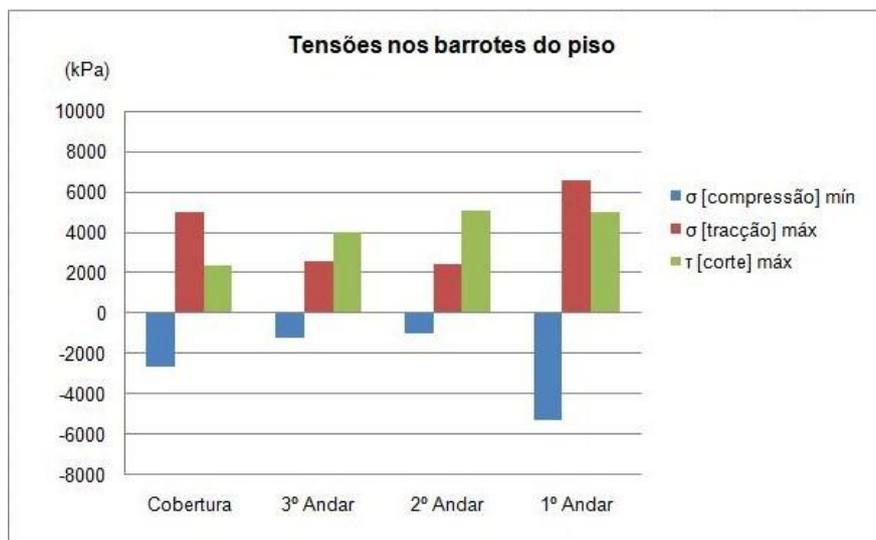


Gráfico 41 - Tensões máximas nos barrotos do Edifício C.

III.3. DESLOCAMENTOS

Nesta secção apresentam-se os deslocamentos horizontais ao nível da fachada resultantes da acção sísmica (Gráfico 42). Analisou-se a amplitude dos deslocamentos horizontais para fora do plano da fachada do edifício. Apresenta-se ainda no Gráfico 43 o deslocamento relativo entre pisos, determinado através do ângulo de distorção, expresso em percentagem.



Gráfico 42 - Deslocamento do Edifício C para fora do plano da fachada (a1).

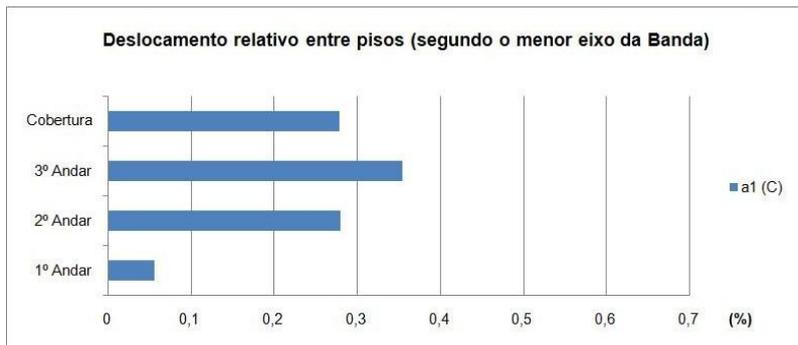


Gráfico 43 - Deslocamento relativo entre pisos do Edifício C (a1), expresso em percentagem.

ANEXO IV – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA BANDA TRANSVERSAL DE EDIFÍCIOS

O Modelo Banda Transversal refere-se ao conjunto dos edifícios de gaveto do Quarteirão-Tipo. Neste caso, considera-se que a acção sísmica actua apenas segundo a principal direcção da banda (Figura 93).

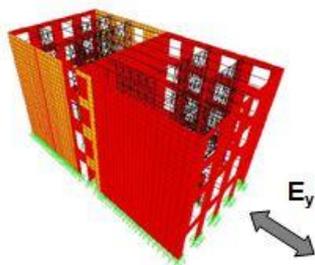


Figura 93 - Modelo de Análise da Banda Transversal de Edifícios.

III.1. PILARES INTERIORES DO PISO TÉRREO

Analisaram-se as tensões axiais e de corte actuantes nos pilares de alvenaria do piso térreo da Banda de Edifícios (P7 e P8 - Figura 37). Na Tabela 37 e Tabela 38 constam os resultados obtidos com a análise.

Tabela 44 - Tensões Normais nos Pilares do R/C.

Pilar	Tensões Normais (kPa)							
	σ [N mín]	σ [Mx (-)]	σ [My (-)]	σ [Comp.]	σ [N máx]	σ [Mx (+)]	σ [My (+)]	σ [Trac.]
P7	-200,46	642,97	-3342,80	-4186,23	-128,74	533,26	-1480,45	1884,97
P8	-969,68	524,41	3135,78	-4629,87	-626,31	253,51	1715,12	1342,32

[Os valores a negrito excedem os valores resistentes]

Tabela 45 - Tensões de Corte nos Pilares do R/C.

Pilar	Tensões de Corte (kPa)		
	τ [Corte]	σ [CP + $\Psi_2 \times SC$]	τ [Limite Corte]
P7	167,45	-109,84	232,95
P8	156,99	-658,69	397,61

IV.2. ELEMENTOS DE MADEIRA E LIGAÇÕES

PAREDES DE FRONTAL

Avaliaram-se os esforços máximos actuantes nos frontais do Edifício A identificados em planta na Figura 38 (Subcapítulo 5.2.3), para a combinação sísmica de acções (Tabela 46).

Tabela 46 - Tensões Normais e Tangenciais nos elementos condicionantes de quatro frontais.

Frontal	Elemento	Tensões Normais (kPa)				Tensões de Corte (kPa)	
		Nsd (kN)	σ [Comp.]	Nsd (kN)	σ [Trac.]	Vsd (kN)	τ [máx]
FX7	Diagonal	-26,499	-3312,38	20,924	2615,50	--	--
	Montante	-102,683	-6845,53	6,725	448,33	4,292	429,20
FX12	Diagonal	-27,18	-3397,63	20,96	2619,63	--	--
	Montante	-106,03	-7068,80	6,584	438,93	4,83	482,70
FY9	Diagonal	-90,13	-11266,25	85,212	10651,50	--	--
	Montante	-158,31	-10554,07	25,39	1692,47	6,08	607,60
FY10	Diagonal	-31,88	-3985,00	29,777	3722,13	--	--
	Montante	-69,622	-4641,47	42,967	2864,47	7,233	723,30

[Os resultados a negrito excedem os valores resistentes]

LIGAÇÃO FRONTAL - ALVENARIA

A Ligação dos Frontais às paredes de Fachada e Empena foi avaliada ao nível de todos os frontais do Edifício A. A designação adoptada para as ligações Frontal – Alvenaria e os resultados obtidos para a combinação sísmica estão representados no Gráfico 44.

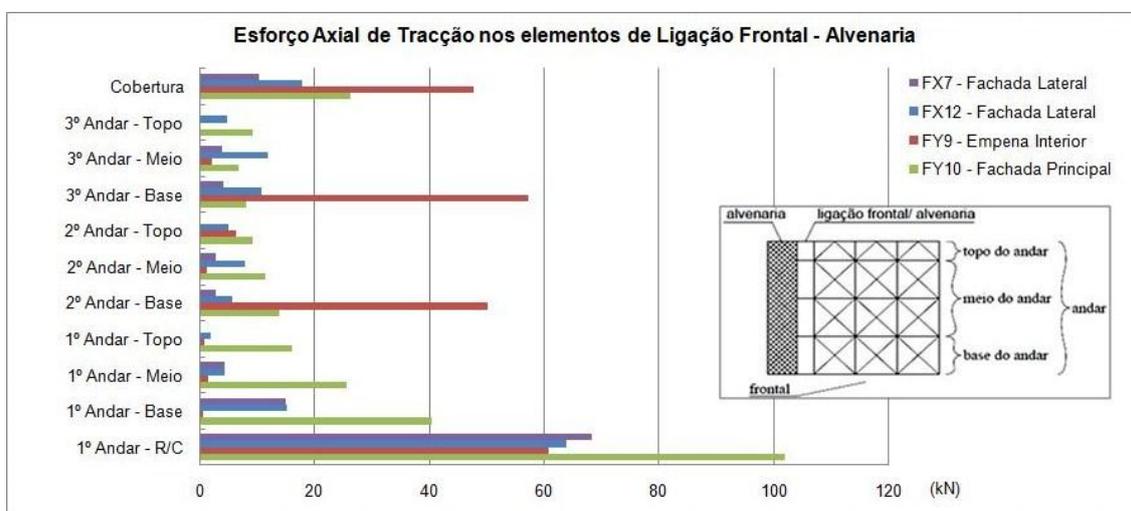


Gráfico 44 - Distribuição em altura dos esforços axiais de tracção nos elementos de ligação dos frontais seleccionados.

LIGAÇÃO PAVIMENTO - ALVENARIA

A ligação dos barrotos de piso às paredes de alvenaria de Fachada e de Empena foi avaliada para todos os barrotos de piso do Edifício A. Os resultados dependem do número de ligações definidas no modelo e da área de influência de cada ligação. Apresenta-se no Gráfico 45 o nível máximo de tensões nos barrotos de cada piso.

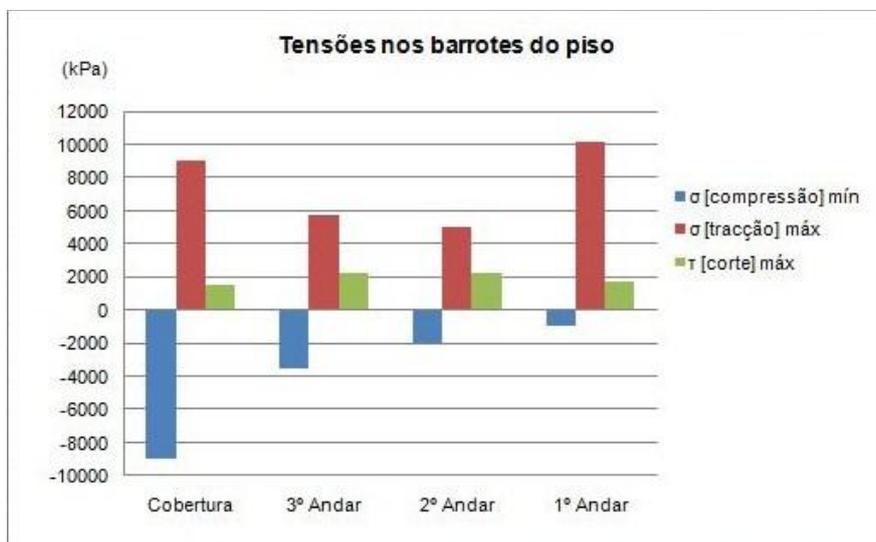


Gráfico 45 - Tensões máximas nos barrotos.

IV.3. DESLOCAMENTOS

Nesta secção apresentam-se os deslocamentos horizontais ao nível da fachada do edifício de gaveto (Gráfico 38). No Gráfico 39 consta o deslocamento relativo dado pelo ângulo de distorção entre pisos, expresso em percentagem.

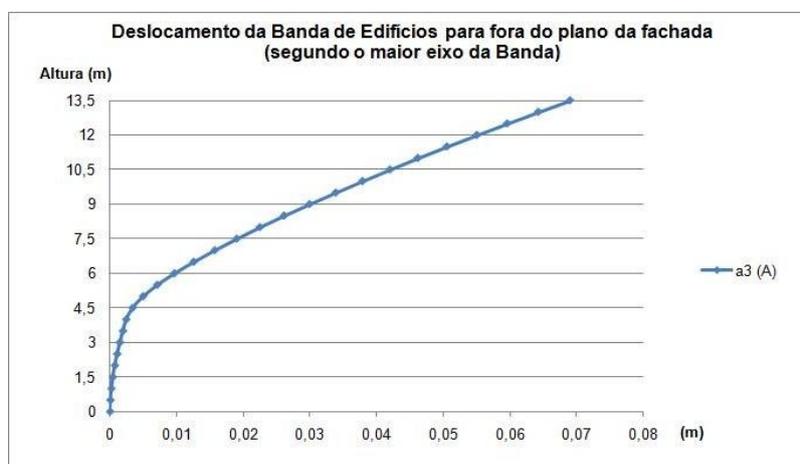


Gráfico 46 - Deslocamento do Edifício A para fora do plano da fachada (a3).

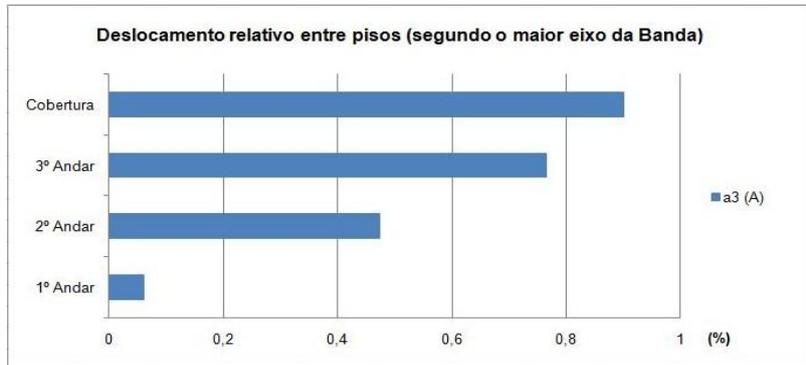


Gráfico 47 - Deslocamento relativo entre pisos do Edifício A (a3), expresso em percentagem.

ANEXO V – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA: PAREDES DE FACHADA DO EDIFÍCIO DE GAVETO SUBMETIDO AO CASO 3 DE ALTERAÇÃO ESTRUTURAL

No âmbito do Caso de Estudo 3, referente à eliminação de dois pilares térreos no canto da fachada do Edifício de Gaveto, colocou-se a questão de determinar quais os elementos estruturais que, efectivamente, suportam o acréscimo de carga resultante (Figura 94).



Figura 94 – Identificação das alterações estruturais implementadas no Edifício de Gaveto no Caso 3.

No subcapítulo 8.2.2 verificou-se que esta alteração estrutural pouco influencia os esforços nas paredes de frontal, que se desenvolvem, apenas, a partir do 1º Andar. Recuando ao subcapítulo 8.2.1, registou-se o aumento das tensões instaladas no Pilar P7, localizado na proximidade das fachadas alteradas. Contudo, é importante proceder à verificação de segurança do estado de tensão nas fachadas de alvenaria, de modo a comprovar quais os elementos que estão a suportar a redistribuição de esforços gerada pela remoção dos pilares da fachada.

Neste sentido, apresenta-se a distribuição de tensões verticais e de corte na fachada principal e secundária do Edifício de Gaveto para a combinação de acção sísmica (Figura 95 a Figura 100).

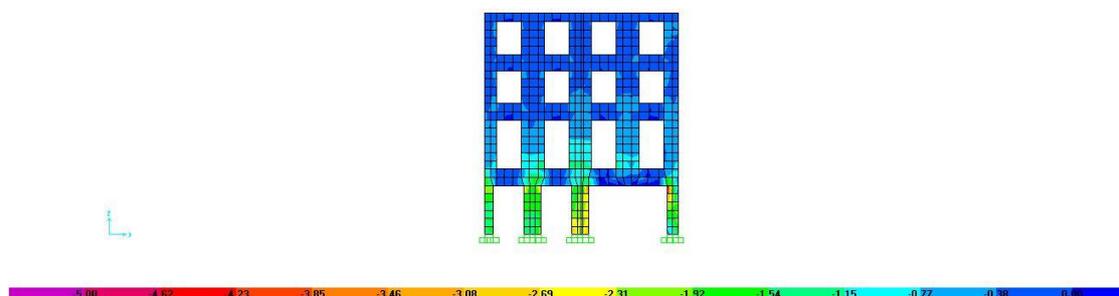


Figura 95 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal do Edifício A, inserido no contexto do Quarteirão, devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima – MPa).

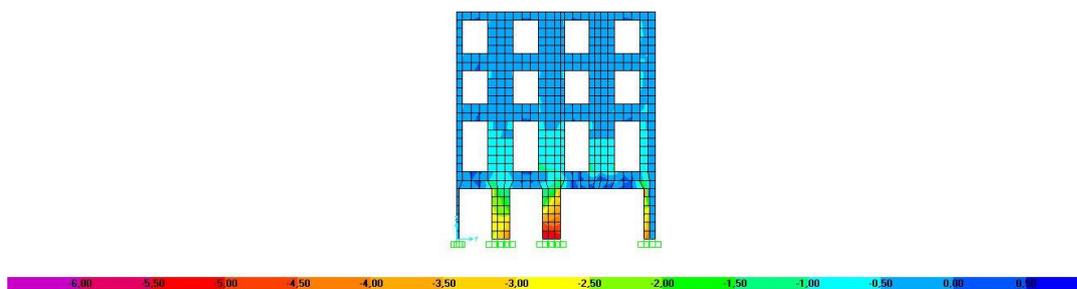


Figura 96 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária do Edifício A, inserido no contexto do Quarteirão, devido à Combinação Sísmica (Compressão Máxima – MPa).

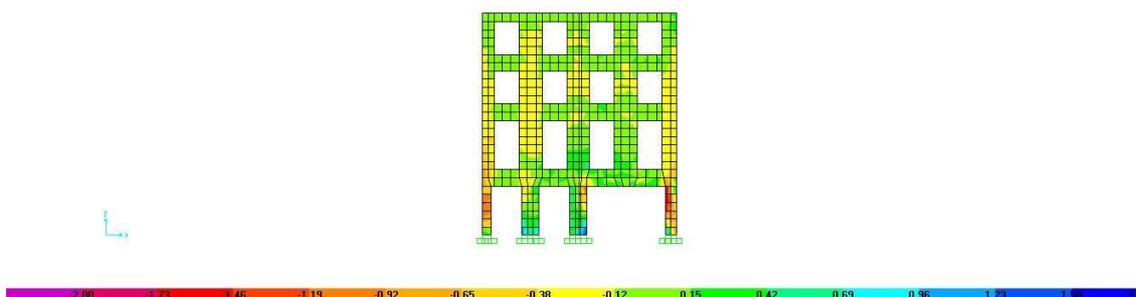


Figura 97 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada principal do Edifício A, inserido no contexto do Quarteirão, devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima – MPa).

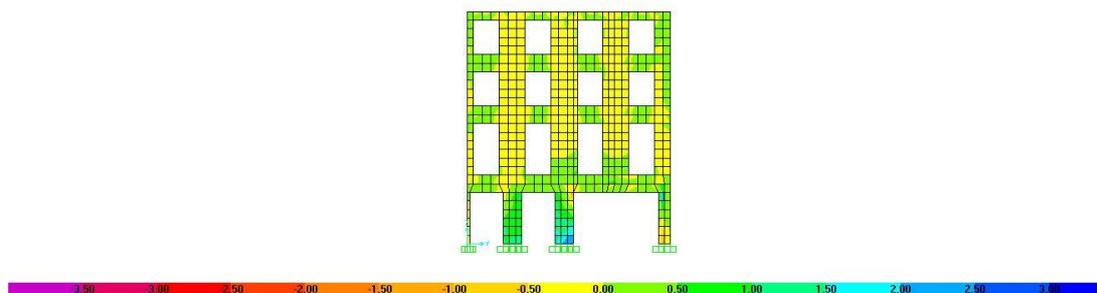


Figura 98 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada secundária do Edifício A, inserido no contexto do Quarteirão, devido à Combinação Sísmica (Tração Máxima – MPa).

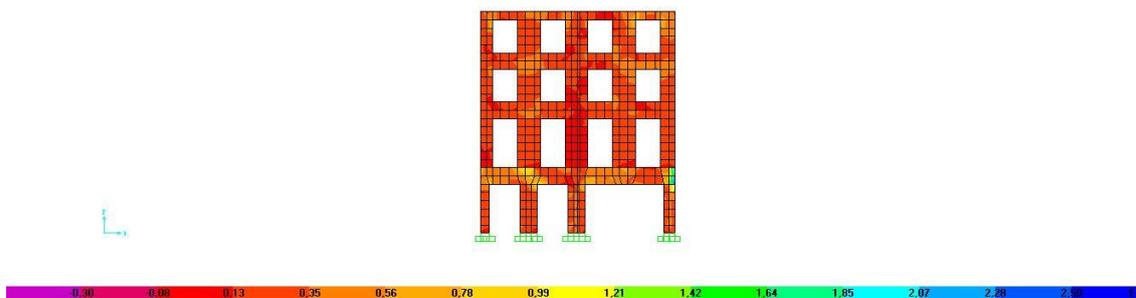


Figura 99 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada principal do Edifício A, inserido no contexto do Quarteirão, devido à Combinação Sísmica (MPa).

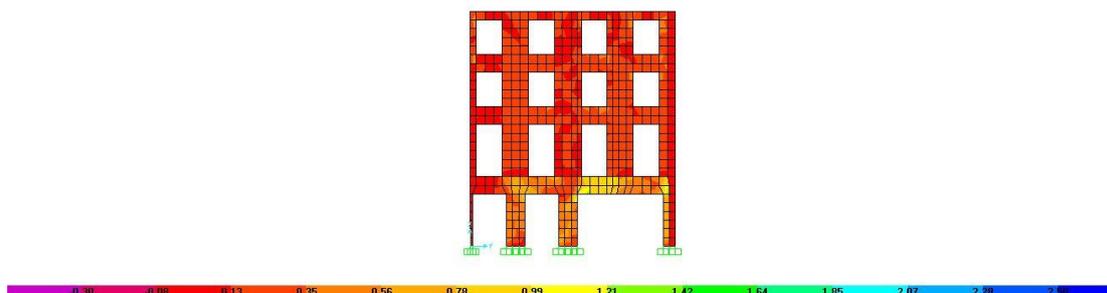


Figura 100 - Diagrama de tensões de corte para as alvenarias de fachada secundária do Edifício A, inserido no contexto do Quarteirão, devido à Combinação Sísmica (MPa).

A remoção de um pilar em cada fachada do Edifício A contribui para o agravamento generalizado dos esforços nos elementos de alvenaria que compõem a fachada, quando em comparação com o Quarteirão-Tipo sem alterações estruturais. Comprova-se a redistribuição dos esforços entre os pilares de fachada e lintéis dispostos na proximidade da zona de intervenção.

Existem tensões verticais de tracção na base da maioria dos pilares da fachada, diminuindo, portanto, a rigidez destes elementos. Comparando as duas paredes de fachada do edifício de gaveto verifica-se a maior sollicitação da fachada secundária, onde um dos pilares da fachada atingiu a resistência limite à compressão (-5 MPa, Tabela 2). Em termos das tensões de corte, identifica-se a mesma tendência, em que os esforços máximos ocorrem na fachada secundária.

Conclui-se, assim, que a eliminação dos pilares no canto da fachada afecta, principalmente, a distribuição dos esforços na paredes de alvenaria, contribuindo de modo menos evidente no agravamento dos esforços nos elementos da estrutura interna dos edifícios. Com esta intervenção estrutural, ocorrerá a redução da rigidez global dos pilares do piso térreo e o encaminhamento de esforços para outros elementos verticais de suporte, através do piso do 1º Andar. Importa, no entanto, referir que os esforços observados apontam para a grande instabilidade estrutural da fachada.