

e



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Universidade Técnica de Lisboa

Análise Sísmica de um Edifício da Baixa Pombalina

Sílvia Margarida Lourenço Costa Neves

Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Júri

Presidente: Prof. Pedro Guilherme Sampaio Viola Parreira
Orientadores: Prof^a Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento
Prof. Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes
Vogal: Prof. João José Rio Tinto de Azevedo

Abril, 2008

AGRADECIMENTOS

Com a apresentação da presente dissertação, queria agradecer a todos aqueles que de forma directa ou indirecta, contribuíram para a sua realização.

Agradeço ao Professor Mário Lopes e à Professora Rita Bento, sem ordem de importância, toda a disponibilidade, profissionalismo e apoio científico.

Não posso deixar de agradecer à Elsa Nunes por todo o apoio, tanto moral como técnico, por me ter dado a oportunidade de me dedicar a esta dissertação e, sobretudo, pela amizade que me tem dedicado.

Agradeço aos meus pais e ao meu irmão todo o amor, apoio e incentivo e toda a paciência para me animarem nos dias mais difíceis e ouvirem os meus desabafos. Agradeço especialmente ao meu irmão pelas horas gastas com os textos em inglês.

Agradeço ao Tiago a paciência interminável para ouvir os meus desabafos e problemas, para abdicar tantas vezes de outras coisas de forma a que eu me pudesse dedicar à tese, o incentivo constante e todo o amor.

Finalmente, agradeço a todos os meus amigos pelo interesse e incentivo demonstrados constantemente e por se mostrarem sempre compreensivos com as minhas ausências.

RESUMO

Este trabalho consiste na avaliação sísmica de um edifício pombalino e no estudo de três soluções sugeridas de reforço sísmico do mesmo. Os edifícios pombalinos são edifícios de alvenaria antigos, identificados pela presença de uma estrutura tri-dimensional de madeira, a gaiola pombalina, que se encontra no interior das paredes de alvenaria acima do primeiro piso. A estrutura de madeira confere boa resistência a carregamentos horizontais e verticais e capacidade de dissipação de energia.

O edifício em estudo sofreu um grande número de alterações estruturais durante os anos, realizadas, em geral, sem ter em conta o seu comportamento sísmico. O primeiro passo do trabalho consistiu então em reunir informação sobre as características geométricas e dimensões dos elementos estruturais. Para tal, realizaram-se várias visitas ao edifício, de forma a identificar adequadamente os elementos estruturais e definir correctamente as suas características geométricas.

Foi realizado um modelo tridimensional do edifício utilizando o programa comercial SAP2000, a caracterização mecânica da estrutura foi escolhida com base na literatura sobre o tema e as acções estáticas definidas de acordo com a sua utilização. De seguida, realizaram-se análises modais dinâmicas, tendo-se analisado os resultados obtidos. Em primeiro lugar, apresentaram-se e discutiram-se as características dinâmicas do edifício, tendo-se de seguida analisando os níveis de tensão nos diferentes elementos estruturais, tais como paredes de alvenaria, pilares, elementos de madeira e conexões de madeira entre as paredes de alvenaria e a estrutura de madeira. Realizou-se um estudo paramétrico relativo à flexibilidade dos pisos, analisando-se os resultados do mesmo e retirando as principais conclusões.

De acordo com os estudos desenvolvidos sobre edifícios pombalinos, o mecanismo de colapso esperado é a queda para fora do plano da fachada principal do piso superior, eventualmente deitando abaixo outras partes do edifício. Assim sendo, o objectivo principal das soluções de reforço é, em geral, aumentar a resistência a este mecanismo. As duas primeiras soluções de reforço estudadas são adoptadas para evitar o colapso devido à flexão para fora do plano das paredes de alvenaria: 1- inclusão de uma viga metálica de bordadura no perímetro exterior do último piso do edifício, conectando a estrutura do telhado às paredes de alvenaria; e 2 – inclusão destas vigas metálicas de bordadura em todos os pisos. A terceira solução de reforço está relacionada com a flexibilidade dos pisos, adicionando-se diagonais metálicas de forma a aumentar a rigidez dos mesmos. Concluiu-se que a última solução é a mais vantajosa.

Palavras-chave: edifícios pombalinos, gaiola de madeira, paredes de alvenaria, reforço sísmico

ABSTRACT

In this work the seismic assessment of a *Pombalino* building was performed and different strengthen solutions were suggested and tested. The *Pombalino* buildings are old masonry buildings that can be identified by the presence of a three-dimensional timber structure named *gaiola pombalina* enclosed in interior masonry walls above the first floor. The wood structure presents good resistance to vertical and horizontal loads and good energy dissipation capacity.

The building studied had suffered a high number and variety of structural changes during service time, most of them without considering the effect on the seismic performance. Gathering of geometric types and mean dimensions of structural elements was the first task of this work. For this, several visits to the building took place in order to identify adequately the structural elements and to define correctly their geometrical characteristics.

A 3D numerical model was defined using the commercial program SAP2000, the mechanical characterization of the materials was chosen based on the literature and vertical static actions were defined according to the function of the building. Then dynamic modal analyses were performed and the different results were analysed. First the dynamic characteristics of the building were presented and discussed and then the analysis of stress intensity obtained for different elements, such as masonry walls, columns, wood barrows and wood connections between walls and the 3-D wood structure were shown. A parametric study of different floors flexibility was developed, the results were compared and the main conclusions depict.

According to the studies developed in *Pombalino* buildings, the expected collapse mechanism of the building is the fall out-of-plane of the front façade at the top floor, eventually bringing down other parts of the building. Therefore, the main concern of the studied strengthening solutions is, in general, to increase the building resistance to this mechanism. Then the two first strength solutions studied are adopted to prevent the collapse due to the overturning of the masonry walls: 1- inclusion of a steel beam around the exterior perimeter of the top of the building, connecting the roof structure to the masonry walls; and 2 - inclusion of steel beams around the exterior perimeter of the building, in all the floors, on the pavements level. The third strength solution is related with the flexibility of the floors, where steel diagonals were added in order to increase the rigidity of the floors. This last solution was shown to be the best.

Key-words: “pombalinos”, “gaiola pombalina”, masonry walls, strengthening solutions

ÍNDICE

Agradecimentos.....	2
Resumo	3
Abstract	4
Índice	5
Índice	5
Índice de figuras	7
Índice de tabelas	14
Índice de anexos	16
1. Introdução.....	17
1.1. Métodos Construtivos de Edifícios Pombalinos.....	18
2. Caracterização da Estrutura	26
2.1. Levantamento no Local.....	26
2.2. Modelação da Estrutura Original	33
2.2.1. Piso Térreo e Fundações	33
2.2.2. Paredes Exteriores: Fachadas e Empenas.....	35
2.2.3. Paredes Interiores	36
2.2.4. Pavimentos.....	37
2.2.5. Cobertura	39
2.3. Acções	39
2.2.6. Acções Permanentes e Sobrecargas.....	39
2.2.7. Acção Sísmica.....	41
2.2.8. Combinação de acções.....	42
2.4. Modelo Final do Edifício.....	43
2.5. Propriedades dos Materiais	46
3. Análise e Comparação de Resultados	48
3.1. Análise Modal.....	48
3.2. Elementos de Alvenaria – Fachadas, Empenas e Parede Interior.....	58
3.1.1. Combinação quase permanente	59
3.1.2. Sismo.....	65
3.3. Pilares	72
3.4. Frontais	73
3.5. Frontais - Forças de arranque	74
3.6. Barrotes – Forças de arranque	75
3.7. Deslocamentos da Fachada	76
4. Análise da modelação do piso.....	78
4.1. Influência dos tarugos	78
4.2. Influência da rigidez de torção	91
5. Reforço Sísmico	93

5.1.	Reforço com viga metálica de bordadura ao nível do último piso	93
5.2.	Reforço com viga de bordadura em todos os pisos	100
5.3.	Reforço do piso com diagonais metálicas	106
6.	Conclusões	120
7.	Referências.....	123

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 - Fachada- tipo de edifícios pombalinos [1]	18
Fig. 2 - Esquema das fundações pombalinas [7].....	19
Fig. 3 - Transição entre piso térreo e piso superior (no caso sem cave): [1].....	20
Fig. 4 - Estrutura de madeira das paredes exteriores [1].....	21
Fig. 7 - Esquema de um piso tipo de um edifício pombalino [1]	23
Fig. 8 - Esquema dos elementos resistentes do pavimento [1]	24
Fig. 9 - Estrutura de uma mansarda [7]	25
Fig. 10 - Exemplo de ligação com recurso a chapa metálica (pé de galinha dobrado) e ferrolhos [1].....	25
Fig. 11 - Pormenor da parede de frontal no interior do edifício	26
Fig. 12 - Pormenor da ligação da cobertura ao resto da estrutura, em que se pode observar que esta se encontra simplesmente apoiada no edifício	27
Fig. 13 - Orientação das vigas de pavimento no edifício (de fachada a fachada).....	27
Fig. 14 - Pormenores da supressão ou diminuição da secção de pilares no piso térreo para obtenção de montras.....	27
Fig. 15 - Pormenores da supressão ou diminuição da secção de pilares no piso térreo para obtenção de montras.....	27
Fig. 16 – Piso superior – existe ainda uma parede (no caso, frontal).....	28
Fig. 17 – Piso superior – Vê-se claramente que houve eliminação de uma parede (no caso, frontal)	28
Fig. 18 – Supressão de paredes para amplificação de divisões.....	28
Fig. 19 – Elementos estruturais (cruzes de Santo André)	28
Fig. 20 - Instalação de um sistema ascensor no edifício (1).....	29
Fig. 21 - Instalação de um sistema ascensor no edifício (2).....	29
Fig. 22 – Desnivelamento do piso	29
Fig. 23 – Desnivelamento das aberturas, com ocorrência de fendas	29
Fig. 24 - Pormenor onde se nota a relaxação que houve ao nível dos elementos resistentes .	30
Fig. 25 - Imagem onde se pode observar o estado de degradação da estrutura	30
Fig. 26 - Planta do piso tipo considerado com os possíveis frontais identificados	31
Fig. 27 - Planta do piso tipo com identificação dos elementos verticais considerados no piso térreo. Planta considerada na modelação do edifício	32
Fig. 29 - Espectros de resposta das acções sísmicas tipo 1 e 2, Zona A, Terreno Tipo III, $\xi=10\%$	42
Fig. 30 - Modelação do piso térreo.....	43
Fig. 31 - Modelação do piso tipo	44
Fig. 32 - Vista 3D do edifício	44
Fig. 33 - Vista 3D do interior do edifício	45

Fig. 34 - Vista 3D, segundo outra perspectiva, do interior do edifício com legenda dos diferentes elementos estruturais	45
Fig. 35 - Pormenor da modelação do frontal F10 + F11 + F12.....	46
Fig. 36 - 1º modo de vibração, vista 3D do topo do edifício (factor de escala: 50)	50
Fig. 37 - 2º modo de vibração, vista 3D do topo do edifício (f.e. 50)	50
Fig. 38 - 3º modo de vibração, vista 3D do topo do edifício (f.e.: 50)	50
Fig. 39 - 4º modo de vibração , vista 3D do topo do edifício (f.e.: 50)	50
Fig. 40 - 5º modo de vibração, vista 3D do topo do edifício (f.e.: 50)	51
Fig. 41 - 6º modo de vibração, vista 3D do topo do edifício (f.e.: 50)	51
Fig. 42 - 7º modo de vibraç ^o ao - vista 3D dos frontais (f.e.:20) – 1º modo de vibração local....	52
Fig. 43 - 9º modo de vibração - frontais - vista 3D do topo (f.e.: 20) – deformação associada essencialmente aos frontais ligados à fachada de tardoz	52
Fig. 44 - 13º modo de vibração - frontais - vista 3D do topo (f.e.: 20) – começa a verificar-se deformação nos frontais F5 e F9	52
Fig. 45 - 14º modo de vibração - frontais - vista 3D do topo (f.e.: 15)	52
Fig. 46 - 19º modo de vibração – paredes de alvenaria e frontais - vista 3D do topo (f.e.: 30) – começam a notar-se deformação nos frontais segundo x	53
Fig. 47 - 40º modo de vibração - paredes de alvenaria e frontais - vista 3D do topo (f.e.: 30) – início da contribuição do frontal F3+F4 nos modos locais	53
Fig. 48 - 49º modo de vibração - paredes de alvenaria e frontais - vista 3D do topo (f.e.: 15) .	53
Fig. 49 - 50º modo de vibração - paredes de alvenaria e frontais - vista 3D do topo (f.e.: 20) .	53
Fig. 50 - 12º modo de vibração – frontal f7+f8 (f.e.: 30)	54
Fig. 51 - 19º modo de vibração – frontais f5 e f9 (f.e.: 30).....	54
Fig. 52 - 44º modo de vibração – frontal f6 (f.e.: 30).....	54
Fig. 53 - 14º modo de vibração, frontais segundo y (f.e.: 10)	55
Fig. 54 - 15º modo de vibração, frontais segundo y (f.e.: 15)	55
Fig. 55 - 29º modo de vibração, paredes de alvenaria (f.e.:100).....	55
Fig. 56 - 42º modo de vibração, paredes de alvenaria (f.e.:100).....	55
Fig. 57 - 44º modo de vibração, paredes de alvenaria (f.e.: 100).....	56
Fig. 58 - Notação de eixos nos elementos de alvenaria [2]	58
Fig. 59 - Mapa de tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) [kPa]	59
Fig. 60 - Tensões normais verticais (S22) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) [kPa].....	60
Fig. 61 - Tensões normais verticais (S22) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (Cargas verticais) – pormenor [kPa]	60
Fig. 62 - Tensões de corte no plano da parede (S12) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) [kPa]	61
Fig. 63 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) [kPa]	62

Fig. 64 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) [kPa]	63
Fig. 65 - Tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo [kPa]	65
Fig. 66 - Tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo, com uma escala de cores diferente [kPa].....	66
Fig. 67 - Tensões normais verticais (S22) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo [kPa]	67
Fig. 68 - Tensões de corte no plano da parede (S12) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo [kPa]	68
Fig. 69 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo [kPa]	69
Fig. 70 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo, com uma escala de cores diferente [kPa]	69
Fig. 71 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo, com outra escala de cores [kPa]	70
Fig. 72 - Definição da designação dos diferentes níveis de ligação do frontal à alvenaria	74
Fig. 73 - Esquema representativo dos deslocamentos medidos	76
Fig. 74 - Deslocamentos relativos em altura das fachadas e empenas do edifício.....	77
Fig. 75 - Modelo do piso sem tarugos.....	78
Fig. 76 - Modelo do piso com tarugos espaçados de 6m	78
Fig. 77 - Modelo do piso com tarugos espaçados de 3m	78
Fig. 78 - Modelo do piso com tarugos espaçados de 1,5m	78
Fig. 79 - Modelo do piso com tarugos espaçados de 0,5m	79
Fig. 80 - Modelo do piso com tarugos espaçados de 0,25m	79
Fig. 81 – Modelo sem tarugos - 1º modo de vibração, vista 3D do interior do edifício (f.e.: 100)	80
Fig. 82 – Modelo sem tarugos - 1º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.:1000000).....	80
Fig. 83 – Modelo com tarugos espaçados de 6m - 1º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 100)	80
Fig. 84 – Modelo com tarugos espaçados de 3m - 1º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 100)	80
Fig. 85 – Modelo com tarugos espaçados de 1,5m - 1º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 100)	81
Fig. 86 – Modelo com tarugos espaçados de 0,5m - 1º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 100)	81
Fig. 87 – Modelo com tarugos espaçados de 0,25m - 1º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 100)	81
Fig. 88 - 34º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.:40).....	82

Fig. 89 - 5º modo de vibração, vista 3D dos frontais (f.e.: 10).....	83
Fig. 90 - 5º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 10).....	83
Fig. 91 - 16º modo de vibração, vista 3D dos frontais (f.e.: 20).....	83
Fig. 92 - 16º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 8).....	83
Fig. 93 - 10º modo de vibração, vista 3D dos frontais (f.e.: 8).....	83
Fig. 94 - 10º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 8).....	83
Fig. 95 - 9º modo de vibração, vista 3D dos frontais (f.e.: 8).....	84
Fig. 96 - 9º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 8).....	84
Fig. 97 - 7º modo de vibração, vista 3D dos frontais (f.e.: 100).....	84
Fig. 98 - 7º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 15).....	84
Fig. 99 – Modelo sem tarugos - 1º modo de vibração, vista 3D do interior do edifício (f.e.: 100)	85
Fig. 100 - 3º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 20).....	85
Fig. 101 - 7º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 15).....	86
Fig. 102 - 9º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 5).....	86
Fig. 103 - 8º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 5).....	87
Fig. 104 - 7º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 15).....	87
Fig. 105 - Gráfico dos deslocamentos horizontais em altura na fachada principal, nos diferentes modelos	88
Fig. 106 - Gráfico dos deslocamentos horizontais em altura na fachada de tardoz, nos diferentes modelos	89
Fig. 107 - Gráfico dos deslocamentos horizontais em altura na empena exterior, nos diferentes modelos	89
Fig. 108 - Gráfico dos deslocamentos horizontais em altura na empena interior, nos diferentes modelos	90
Fig. 109 – Modelo sem rigidez de torção - 1º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 100).....	91
Fig. 110 – Modelo de piso rígido à rotação - 1º modo de vibração, vista de 3D de cima do edifício, excepto elementos de pavimento (f.e.: 100)	91
Fig. 111 – Modelo com piso rígido à rotação - 2º modo de vibração, $f=1,88\text{Hz}$, vista de 3D de cima do edifício, excepto elementos de pavimento (f.e.: 100).....	92
Fig. 112 – Modelo com piso rígido à rotação, 3º modo de vibração, $f=2,73\text{Hz}$, vista de 3D de cima do edifício, excepto elementos de pavimento (f.e.: 100).....	92
Fig. 113 - Evolução das deformações horizontais da fachada principal em altura, para os diferentes tipos de viga metálica de bordadura no último piso	94
Fig. 114 - Evolução das deformações horizontais da fachada de tardoz em altura, para os diferentes tipos de viga metálica de bordadura no último piso	94
Fig. 115 - Evolução das deformações horizontais da empena exterior em altura, para os diferentes tipos de viga metálica de bordadura no último piso	95

Fig. 116 - Evolução das deformações horizontais da empena interior em altura, para os diferentes tipos de viga metálica de bordadura no último piso	95
Fig. 117 - Tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo original [kPa]	96
Fig. 118 - Tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 [kPa]	96
Fig. 119 - Tensões normais verticais (S22) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo original [kPa]	97
Fig. 120 - Tensões normais verticais (S22) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 [kPa]	97
Fig. 121 - Tensões de corte no plano da parede (S12) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo original [kPa]	97
Fig. 122 - Tensões de corte no plano da parede (S12) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 [kPa]	97
Fig. 123 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo original [kPa]	98
Fig. 124 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 [kPa]	98
Fig. 125 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo, segundo outra perspectiva – modelo original [kPa]	98
Fig. 126 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo, segundo outra perspectiva – modelo com viga de bordadura IPE500 [kPa]	98
Fig. 127 - Tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 [kPa]	99
Fig. 128 - Tensões de corte no plano da parede (S12) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 [kPa]	99
Fig. 129 - Evolução das deformações horizontais da fachada principal em altura, para os diferentes tipos de viga metálica de bordadura em todos os pisos, comparando com a viga metálica de bordadura IPE500 apenas no último piso e com o modelo original	101
Fig. 130 - Evolução das deformações horizontais da fachada de tardo em altura, para os diferentes tipos de viga metálica de bordadura em todos os pisos, comparando com a viga metálica de bordadura IPE500 apenas no último piso e com o modelo original	101
Fig. 131 - Evolução das deformações horizontais da empena exterior em altura, para os diferentes tipos de viga metálica de bordadura em todos os pisos, comparando com a viga metálica de bordadura IPE500 apenas no último piso e com o modelo original	102
Fig. 132 - Evolução das deformações horizontais da empena interior em altura, para os diferentes tipos de viga metálica de bordadura em todos os pisos, comparando com a viga metálica de bordadura IPE500 apenas no último piso e com o modelo original	102
Fig. 133 - Tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 no último piso [kPa]	103

Fig. 134 - Tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 em todos os pisos [kPa].....	103
Fig. 135 - Tensões normais verticais (S22) nos elementos de alvenaria, devido ao efeito do sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 no último piso [kPa].....	104
Fig. 136 - Tensões normais verticais (S22) nos elementos de alvenaria, devido ao efeito do sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 em todos os pisos [kPa].....	104
Fig. 137 - Tensões de corte no plano da parede (S12) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 no último piso [kPa].....	104
Fig. 138 - Tensões de corte no plano da parede (S12) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 em todos os pisos [kPa].....	104
Fig. 139 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 no último piso [kPa].....	105
Fig. 140 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 em todos os pisos [kPa].....	105
Fig. 141 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 no último piso [kPa].....	105
Fig. 142 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 em todos os pisos [kPa].....	105
Fig. 144 - Modelo de reforço do piso interceptando as extremidades de todos os frontais	107
Fig. 145 - Solução de reforço do pavimento adoptada	107
Fig. 146 - Evolução em altura das deformações horizontais da fachada principal para dois modelos de reforço do piso com diagonais de secção diferente e para o modelo original	108
Fig. 147 - Evolução em altura das deformações horizontais da fachada de tardoz para dois modelos de reforço do piso com diagonais de secção diferente e para o modelo original	108
Fig. 148 - Evolução em altura das deformações horizontais da empena exterior para dois modelos de reforço do piso com diagonais de secção diferente e para o modelo original	109
Fig. 149 - Evolução em altura das deformações horizontais da empena interior para dois modelos de reforço do piso com diagonais de secção diferente e para o modelo original	109
Fig. 150 - Deformação do último piso pela actuação de um sismo segundo x, no modelo com reforço de pavimento 2L100x100x10 (f.e.: 200)	110
Fig. 151 - Deformação do último piso pela actuação de um sismo segundo x, no modelo sem reforço de pavimento (f.e.: 200)	110
Fig. 152 - Deformação do último piso pela actuação de um sismo segundo y, no modelo com reforço de pavimento 2L100x100x10 (f.e.: 200)	110
Fig. 153 - 4º Deformação do último piso pela actuação de um sismo segundo y, no modelo sem reforço de pavimento (f.e.: 200)	110
Fig. 154 - 1º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 100).....	111
Fig. 155 - 2º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 100).....	111
Fig. 156 - 3º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 100).....	112

Fig. 157 - Mapa de tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) – modelo original [kPa]	112
Fig. 158 - Mapa de tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) – modelo com reforço do pavimento 2L100x100x10 [kPa].....	112
Fig. 159 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) – modelo original [kPa].....	113
Fig. 160 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) – modelo com reforço do pavimento 2L100x100x10 [kPa].....	113
Fig. 161 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) – modelo original [kPa].....	113
Fig. 162 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) – modelo com reforço do pavimento 2L100x100x10 [kPa].....	113
Fig. 163 - Tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo original [kPa]	114
Fig. 164 - Tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo com reforço do pavimento 2L100x100x10 [kPa]	114
Fig. 165 - Tensões normais verticais (S22) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo original [kPa].....	114
Fig. 166 - Tensões normais verticais (S22) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com reforço do pavimento 2L100x100x10 [kPa].....	114
Fig. 167 - Tensões de corte no plano da parede (S12) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo original [kPa]	115
Fig. 168 - Tensões de corte no plano da parede (S12) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com reforço do pavimento 2L100x100x10 [kPa]	115
Fig. 169 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo original [kPa]	115
Fig. 170 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com reforço do pavimento 2L100x100x10 [kPa]	115
Fig. 171 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo original [kPa]	116
Fig. 172 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com reforço do pavimento 2L100x100x10 [kPa]0	116

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Secções dos elementos lineares no piso térreo	34
Tabela 2 - Espessura dos elementos de alvenaria	36
Tabela 3 - Secções dos elementos de frontal.....	37
Tabela 4 - Secções dos elementos constituintes do pavimento	38
Tabela 5 - Carregamentos considerados ao nível do piso	40
Tabela 6 - Cargas e massa aplicadas nos frontais	40
Tabela 7 - Cargas consideradas no contorno da cobertura.....	40
Tabela 8 - Massa aplicada no contorno do telhado	41
Tabela 9 - Carga e massa a aplicar nos frontais, relativas aos arcos	41
Tabela 10 – Propriedades dos materiais considerados.....	47
Tabela 11 - Período, frequência e participação de massa nas direcções horizontais correspondentes aos primeiros 50 modos de vibração	49
Tabela 12 - Tensões nos pilares	72
Tabela 13 - Esforço axial, tensões e % de elementos traccionados nos frontais.....	73
Tabela 14 - Forças de arranque máximas para as combinações sísmicas, nas diferentes ligações dos frontais à alvenaria	74
Tabela 15 - Forças de arranque nos barrotes, na ligação com a fachada principal.....	75
Tabela 16 - Forças de arranque nos barrotes, na ligação com a fachada de tardoz	75
Tabela 17 - Deslocamentos relativos máximos entre os pontos de cada fachada/empena do edifício em altura [m]	76
Tabela 18 - Características do primeiro modo de vibração nos diferentes modelos de piso	79
Tabela 19 - Massa acumulada em x e em y, ao fim de 50 modos, nos diferentes modelos	82
Tabela 20 - Análise da deformação axial nos diferentes modelos	84
Tabela 21 - Primeiros modos locais nos diferentes modelos	87
Tabela 22 - Tabela resumo das características modais mais relevantes dos dois modelos de piso à rotação	91
Tabela 23 – Diminuição média percentual da força de arranque de cada nível de ligação dos frontais à alvenaria entre o modleio original e o modelo com reforço com viga metálica IPE500 de bordadura no último piso.....	100
Tabela 24 – Tensões nos pilares – tensões normais máximas e mínimas devido à combinação sísmica, tensão normal máxima devido à combinação quase permanente, tensão tangencial máxima devido à combinação sísmica e tensão tangencial mínima; variação média percentual de cada uma das tensões analisadas entre o modelo inicial e o modelo em estudo (reforço do pavimento com diagonais 2L100x100x10).....	117
Tabela 25 - Diminuição média percentual das forças de arranque dos frontais, nos diferentes níveis de ligação com a alvenaria, do modelo de reforço do piso com diagonais 2L100x100x10 face ao modelo original	118

Tabela 26 - Comparação das forças basais devidas ao sismo (já afectado do coeficiente de comportamento) entre o modleo original e o modelo com reforço do piso com diagonais 2L100x100x10.....	119
--	-----

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo I – Plantas do edifício

Anexo II – Resultados do Modelo Original

Anexo III – Resultados dos Modelos de Análise dos Tarugos

Tarugos espaçados de 0,25m

Tarugos espaçados de 0,50m

Tarugos espaçados de 1,5m

Tarugos espaçados de 3m

Tarugos espaçados de 6m

Modelo sem tarugos

Anexo IV – Resultados da análise do piso rígido

Modelo de piso sem rigidez à torção

Modelo de piso rígido à rotação

Anexo V – Resultados dos modelos de reforço sísmico

Modelo com viga de bordadura IPE500 no último piso

Modelo de reforço com viga de bordadura IPE500 em todos os pisos

Modelo de reforço de piso com diagonais 2L100x100x10

1. INTRODUÇÃO

Dia 1 de Novembro de 1755, entre as 9:30 e 9:45 Lisboa foi atingida por um sismo de magnitude igual ou superior a 8,5 [2]. Como consequência deste sismo, a cidade foi ainda sujeita a um maremoto e um incêndio. Estas calamidades destruíram grande parte da cidade, levando à reconstrução de toda a baixa pombalina.

Tendo em memória os efeitos nefastos do sismo, reconstruiu-se a mando do Marquês de Pombal a zona da Baixa de Lisboa. A construção da cidade e dos próprios edifícios foi pensada de forma a se evitar uma ocorrência semelhante – nascem então os edifícios pombalinos. Segundo Appleton [1], este foi “(...) o sistema construtivo mais aperfeiçoado e original que alguma vez se utilizou num país que não é conhecido pelos seus avanços e inovação tecnológica(...)”, afirmando ainda que este tipo de construção “(...) atinge um grau de compreensão extraordinário acerca do comportamento das estruturas (...)”.

Depressa foram esquecidas as consequências do sismo de 1755, havendo então um descuido nas novas construções e nas alterações dos edifícios pombalinos. Progressivamente tiveram que se implementar redes de água, esgotos, electricidade, etc. Por outro lado, devido à sua excelente localização e elevado valor, a Baixa tornou-se uma zona procurada essencialmente por empresas. Passou assim a haver uma exigência de espaços mais amplos e luminosos, contrastando com as divisões pequenas e mal iluminadas que existiam inicialmente. Aliando a estes factores a falta de legislação a salvaguardar o bom funcionamento sísmico dos edifícios, estes sofreram alterações profundas e desregradas que põem em causa a sua capacidade resistente anti-sísmica.

O objectivo deste trabalho prende-se então com a análise do comportamento sísmico de um edifício pombalino real.

Inicialmente, irá analisar-se o quão comprometida ficou a estrutura devido às alterações pouco cuidadas a que foi sujeita ao longo dos tempos. De seguida irá estudar-se o comportamento sísmico de uma hipotética estrutura inicial. Finalmente, esperando-se um mau comportamento a nível sísmico, irão estudar-se soluções de reforço do edifício em estudo.

Para se proceder a esta análise, vai-se recorrer a plantas originais do mesmo, a um levantamento do edifício, através de uma visita ao local e estudando o processo construtivo de edifícios pombalinos e propriedades dos materiais utilizados. As maiores dificuldades irão prender-se com os dois últimos pontos. Sendo a estrutura tão antiga e o processo de construção da mesma relativamente desconhecido, não é possível definir com certeza como as ligações são feitas entre os elementos interiores do edifício. Quanto aos materiais, as suas propriedades são muito condicionadas pelo estado em que se encontram. Sendo o edifício em estudo bastante antigo, e não se sabendo as condições a que foram ou estão sujeitos, apenas experimentalmente se conseguiriam apurar com precisão as características dos materiais, utilizando-se então aproximações das mesmas.

1.1. Métodos Construtivos de Edifícios Pombalinos

A construção pombalina é caracterizada pela sua repetitividade e geometria simples. As fachadas, tal como se pode ver numa figura representativa em baixo (fig. 1), seguem uma métrica precisa. Também o interior é semelhante de edifício para edifício, sendo caracterizado por divisões pequenas de dimensões semelhantes.

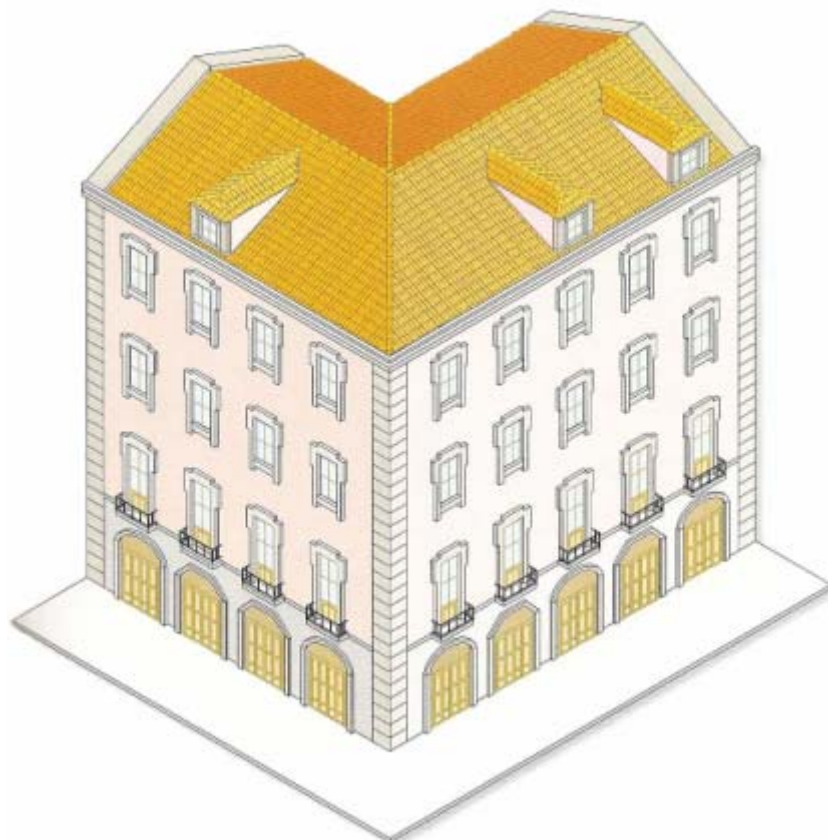


Fig. 1 - Fachada- tipo de edifícios pombalinos [1]

Inicialmente, os terrenos da baixa de Lisboa eram terrenos de assoreamento recentes, que inundavam frequentemente com oscilações do nível freático do rio Tejo. Para resolver este problema, aquando da construção da baixa Pombalina, Manuel da Maia decidiu utilizar o entulho dos escombros do terramoto, de forma a subir a cota do terreno, minimizando assim os efeitos da mudança de nível freático. A compactação deste entulho seria feita pela circulação decorrente das obras.

Melhorando as condições do “terreno de fundação”, as fundações escolhidas foram “toros de pinho verde com 15 a 20 cm de secção, não sangrado, a fim de se tornarem imputrescíveis em ambiente húmido” [7]. Distam entre si entre 40 e 50cm.

Visto os terrenos serem compostos por camadas aluvionares brandas e areais regulares, a cravação da mesma era fácil.

As escavações e demolições realizadas nesta zona comprovam que estas fundações resistiram ao passar dos tempos, encontrando-se em “(...) excelente estado de conservação (...)”[1].

Sobre as mesmas, à superfície, apoiavam-se de seguida tabuleiros horizontais de toros de secções superiores (entre 20 a 30cm), entalhados perpendicularmente uns aos outros. O espaçamento entre as fiadas pode ser desigual, sendo que por vezes a alvenaria das fundações preenche os intervalos.

As fundações são constituídas por blocos de pedra aparelhada. A sua altura varia, sendo que a largura é pouco superior à da parede que nelas descarregava. Esta pedra aparelhada aparecia na continuação das paredes de alvenaria. Já os pilares de pedra foram construídos com sapatas com áreas cerca de 3 vezes superiores aos mesmos.

As fundações são travadas por lintéis, cujos intervalos foram preenchidos com camadas de terra e entulho.

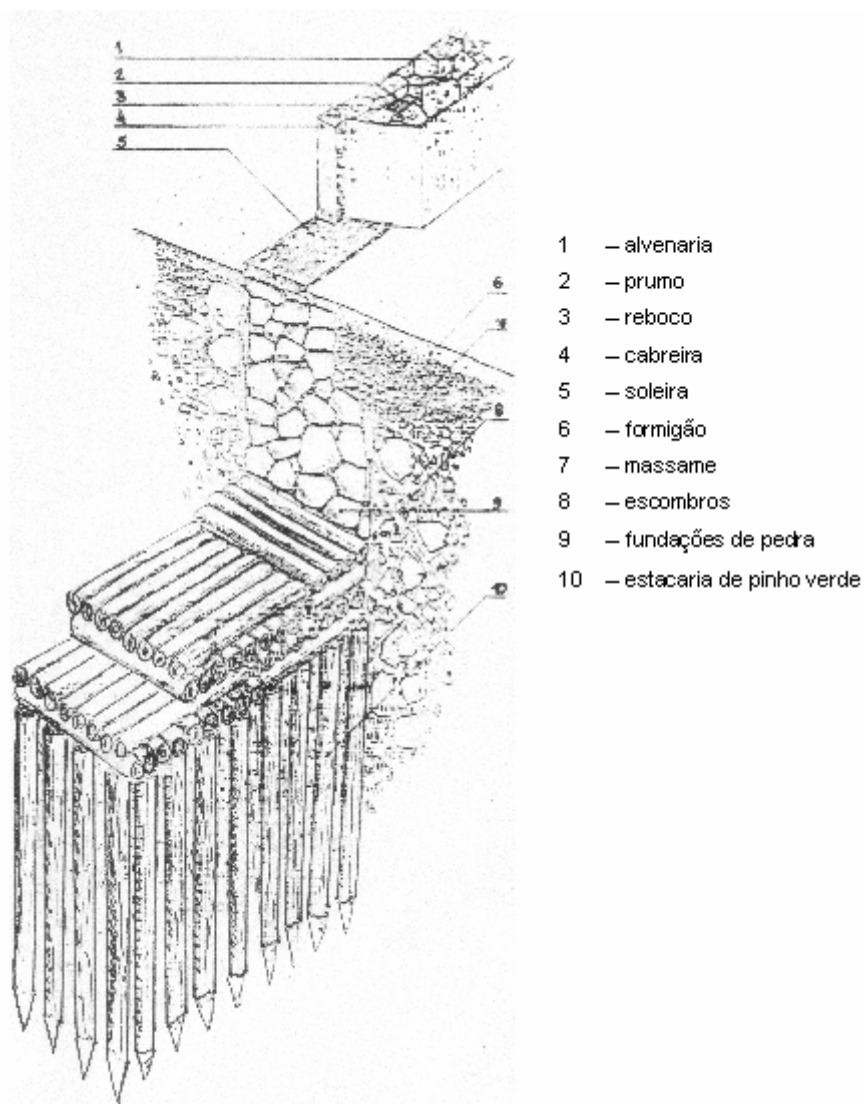


Fig. 2 - Esquema das fundações pombalinas [7]

É usual os edifícios pombalinos terem caves. Esta era a solução encontrada para vencer os desníveis do terreno. O tecto das mesmas é abobadado, aumentando a secção dos pilares. Os arcos, que recebem as cargas das paredes de frontal, descarregam directamente nos pilares e paredes portantes.

O rés-do-chão era inicialmente utilizado por lojas e armazéns, tendo entradas independentes do restante edifício. Este piso considera-se o intermédio [7], já que redistribui as cargas dos pisos acima das fundações. É um piso mais rígido e com maior inércia, composto por pedra bem aparelhada, tendo capacidade para distribuir uniformemente as ondas sísmicas à restante estrutura.

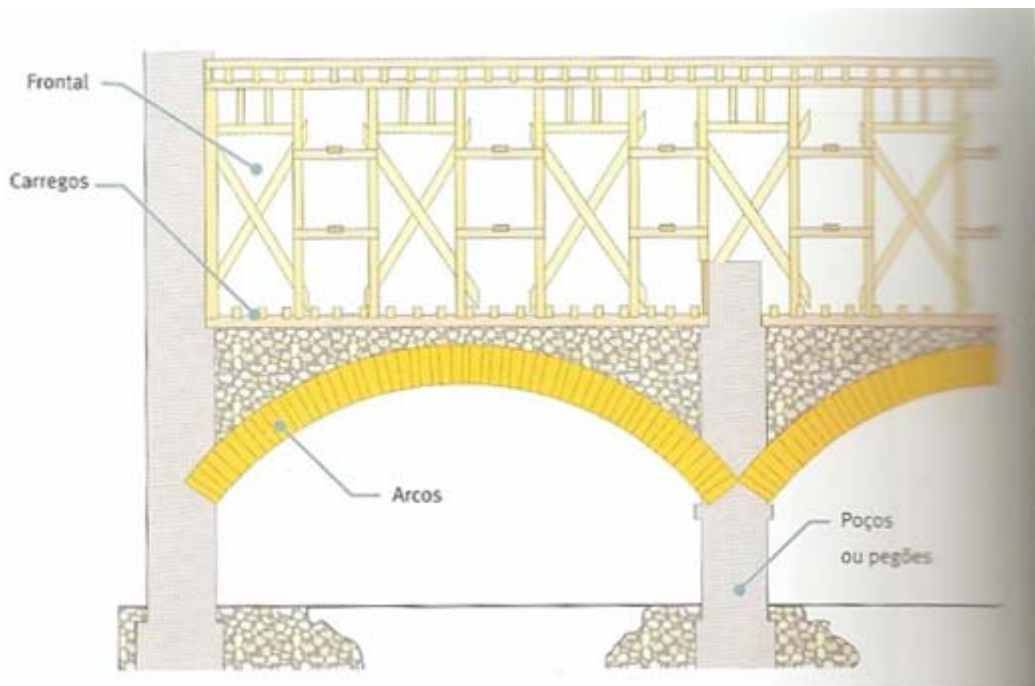


Fig. 3 - Transição entre piso térreo e piso superior (no caso sem cave): [1]

A estrutura superior é composta pela gaiola pombalina. A gaiola, ou esqueleto, é a armação de madeira constituída por um grande número de peças lineares – horizontais, verticais e inclinadas – empregada na construção de edifícios pombalinos. Esta estrutura será autoportante, sendo o objectivo que, em caso de sismo, as paredes exteriores caíssem para a rua, mantendo-se a estrutura de madeira intacta.

Nas paredes interiores, esta armação é denominada de frontal.

A construção da gaiola inicia-se pelo assentamento das vigas (frechais) ao longo da parede de fachada. De encontro à face externa dos frechais são então pregados os prumos, que definem os vãos dos muros. Estes prumos, em geral, têm um afastamento máximo de 0,90m. A altura dos mesmos abrange por vezes mais que um piso. Serão contraventados por travessas, fixadas nas faces mais estreitas dos prumos. Na parte correspondente aos vãos, o

contravamento horizontal será garantido pelas vergas e travessanhos. Os pendurais ligam as vergas ao frechal directamente acima.

De forma a garantir uma melhor aderência entre a estrutura e a alvenaria, eram colocadas nas travessas e prumos umas peças denominadas de “mãos”, que deveriam ter uma entrega de cerca de 1/3 da espessura da parede, posicionadas perpendicularmente ao plano das mesmas. Raramente se utilizavam elementos específicos para fazer as ligações, sendo que estas normalmente se realizavam por assemblagem das peças.

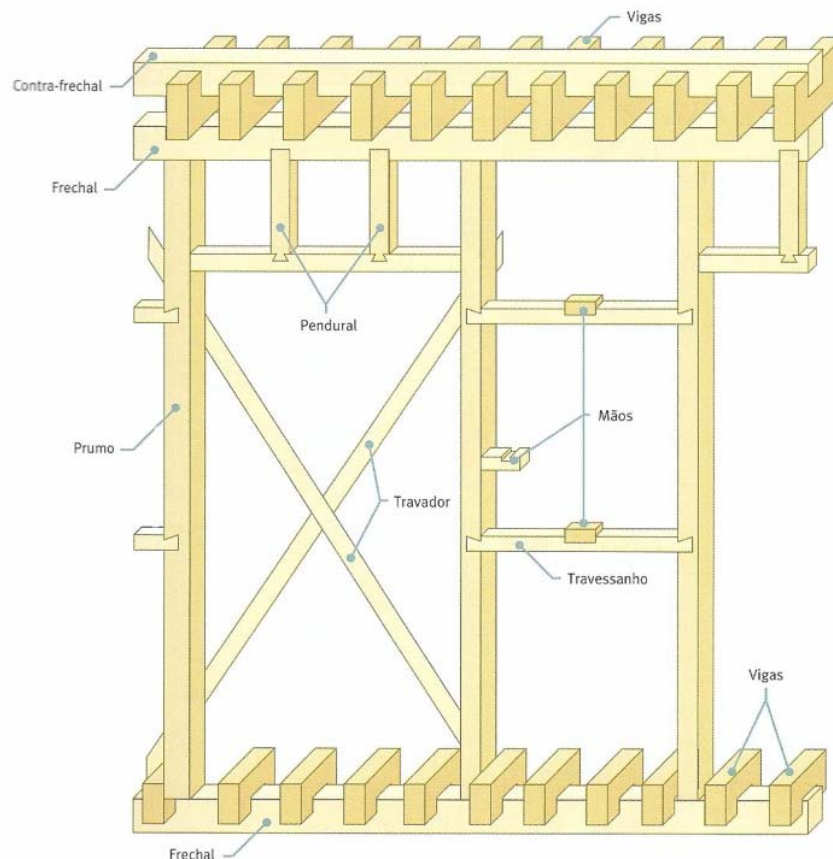


Fig. 4 - Estrutura de madeira das paredes exteriores [1]

A estrutura de madeira era preenchida com taipa de saibro argiloso, cal e inertes (os escombros do edifício foram ainda utilizados como inertes, além de pedra e tijolo), cofrados com taipais de madeira dos dois lados. Os revestimentos destas paredes, bem como das interiores, foram reforçados com inertes de maiores dimensões, originando uma maior solidarização com a alvenaria, ou seja, têm também um papel estrutural. As vergas e os peitoris constituem o travamento dos vãos.

De forma a impedir movimentações devidas ao enchimento dos taipais, durante este processo, a estrutura de madeira era travada com travadeiras costaneiras.

A espessura das paredes de alvenaria das fachadas é normalmente variável de piso para piso, diminuindo em altura, devido à diminuição de cargas que nelas descarregam. É no entanto garantida a posição dos elementos de madeira no seu interior, através da utilização de chincharéis.

As empenas (designadas por paredes meeiras) normalmente servem de corta-fogo entre os diferentes lotes do edifício. A sua construção é semelhante às das fachadas, não havendo vergas e pendurais devido à ausência de vãos. No entanto, a estrutura de madeira será dupla, uma perto do paramento interior de cada edifício, sendo deixados elementos de espera para melhor ligar os edifícios (fomentando aqui um comportamento de banda). Não era realizada qualquer junta de dilatação entre os diferentes edifícios.

Porém, nem sempre existe esta estrutura interna de madeira nas paredes exteriores. Neste caso, são introduzidos na alvenaria tacos de madeira sobre os quais pregam as peças que é preciso fixar na parede.

Para vencer vãos de portas ou janelas muitas vezes utilizavam-se arcos de blocos cerâmicos – arcos de descarga - de forma a passar as cargas em forma de compressão para os elementos de alvenaria contínuos.

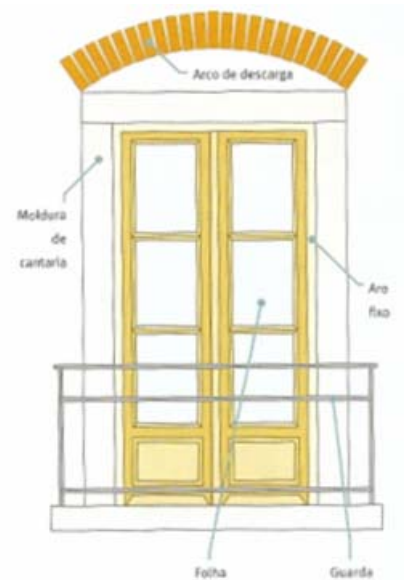


Fig. 5 - Esquema do arco de blocos cerâmicos utilizado para vencer vãos de janelas (FONTE: [1])

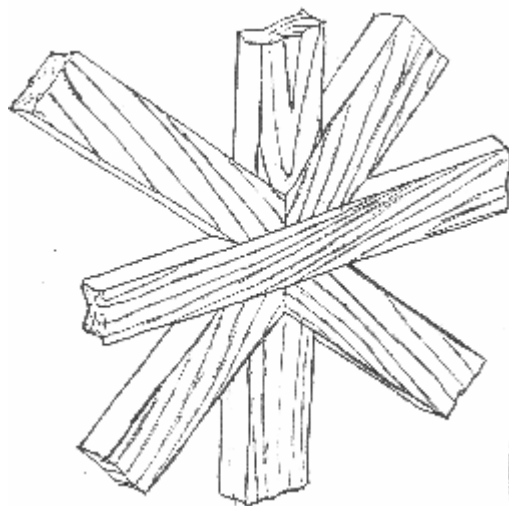


Fig. 6 - Cruz típica de Santo-André [7]

Quanto à estrutura interior da gaiola, existem dois tipos distintos de paredes: os frontais, com função estrutural, e os tabiques, pensados meramente como divisórias.

Os frontais serão os elementos resistentes interiores que fazem a divisória entre as grandes divisões do edifício.

Existem vários tipos de frontais, que diferem na sua geometria. No entanto, tipicamente são formados por cruzes de Santo-André, consideradas “(...) o ex-libris da própria ideia da

construção pombalina (...)” ([1])

O método de construção é semelhante ao indicado

para as fachadas das gaiolas.

Como já referido anteriormente, as paredes de tabique serviriam para dividir o espaço interior, não tendo função estrutural. A estrutura de madeira é semelhante à dos frontais, havendo também vários tipos distintos, sendo que as peças apresentam secções inferiores.

Geralmente, os tabiques estarão ligados directamente às vigas de pavimento, através de frechais de dimensões mais reduzidas, travados lateralmente à restante gaiola. Apesar de não serem paredes pensadas para funções estruturais, esta forma de construção leva a que promovam o travamento da restante estrutura, absorvendo as ondas sísmicas [7]. Convém referir que as paredes de tabique irão conferir alguma rigidez axial ao piso, que não vai ser considerada no modelo posteriormente realizado.

De forma a evitar reforços do pavimento, as paredes tinham tendência a serem colocadas na prumada umas das outras.

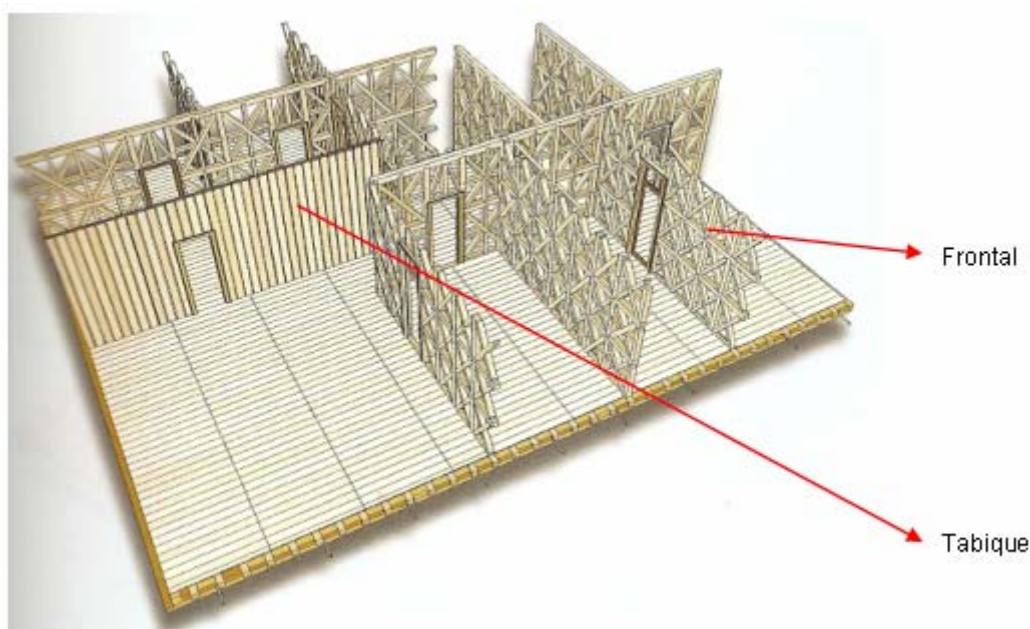


Fig. 7 - Esquema de um piso tipo de um edifício pombalino [1]

O primeiro piso era realizado com alvenarias. O pavimento era então de madeira de solho, sendo deixada uma caixa de ar entre este e a alvenaria.

A estrutura do pavimento faz também parte da gaiola pombalina. É constituída por vigas de secção por volta de $13 \times 18 \text{ cm}^2$, a distar entre 40 a 50 cm entre si. Estas vigas são normalmente perpendiculares às fachadas, sendo travadas por tarugos de menor secção assemblados às mesmas (Fig. 8). Eram então colocadas as tábuas de solho.

Estas vigas de pavimento servem estruturalmente para dirigir as sobrecargas dos pisos aos frechais. Nas paredes exteriores, vão suportar ainda as cargas transmitidas dos prumos, levando-as para os frechais. Estas vigas eram realizadas tendo uma entrega considerável às paredes exteriores, reduzindo assim o momento flector a meio vão.

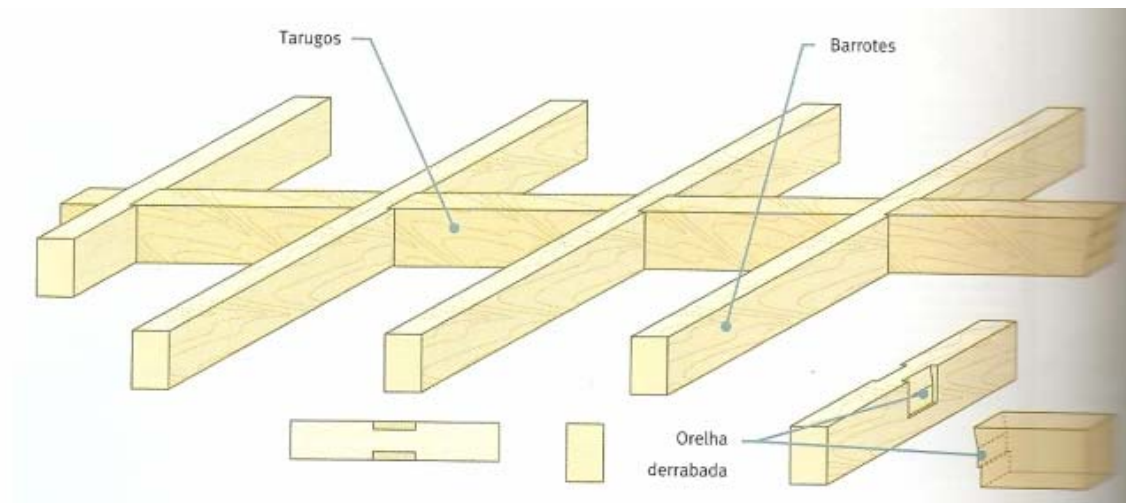


Fig. 8 - Esquema dos elementos resistentes do pavimento [1]

Para proceder à abertura de vãos no pavimento (nomeadamente, escadas), colocavam-se cadeias de forma a reorientar as cargas transmitidas pelas vigas. Inicialmente, as escadas eram normalmente feitas no interior do edifício. Passaram depois a ser construídas junto a uma parede de fachada ou à parede de um dos pátios, de forma a estarem bem iluminadas.

Entre o piso térreo e o primeiro piso, estas são geralmente de pedra e descarregam nas paredes laterais. A partir do primeiro piso, assentes na cobertura de alvenaria do mesmo, partem as escadas de madeira do restante edifício. As pernas das mesmas são travadas a um bloco de pedra que faz de degrau inicial. Lateralmente, as pernas são também travadas por paredes resistentes, mas descarregam apenas em pisos e patamares intermédios.

Geralmente, as coberturas são formadas por duas águas. A sua estrutura é simples, formada por asnas, madres, varas, fileira e contra-frechal (Figura 9). O desvão assim formado era usualmente aproveitado, colocando, se necessário, traves a descarregar nas varas. Também é usual neste género de coberturas colocar janelas, geralmente de peito alto, salientes da cobertura – trapeira. Esta estrutura será suportada pelas varas da estrutura principal.

Também era correntemente utilizada a mansarda. Estas caracterizam-se por ter duas inclinações diferentes em cada água, permitindo uma melhor utilização do espaço. A mudança de plano permite ainda que os vãos das aberturas estejam mais próximos das paredes de alvenaria.

Neste último nível é importante a presença de um contra-frechal para evitar momentos torsores nas vigas, já que estas não serão travadas pelos prumos e chincharréis existentes nos outros níveis. O contra-frechal serve também para travar as varas, que são entalhadas no topo do mesmo.

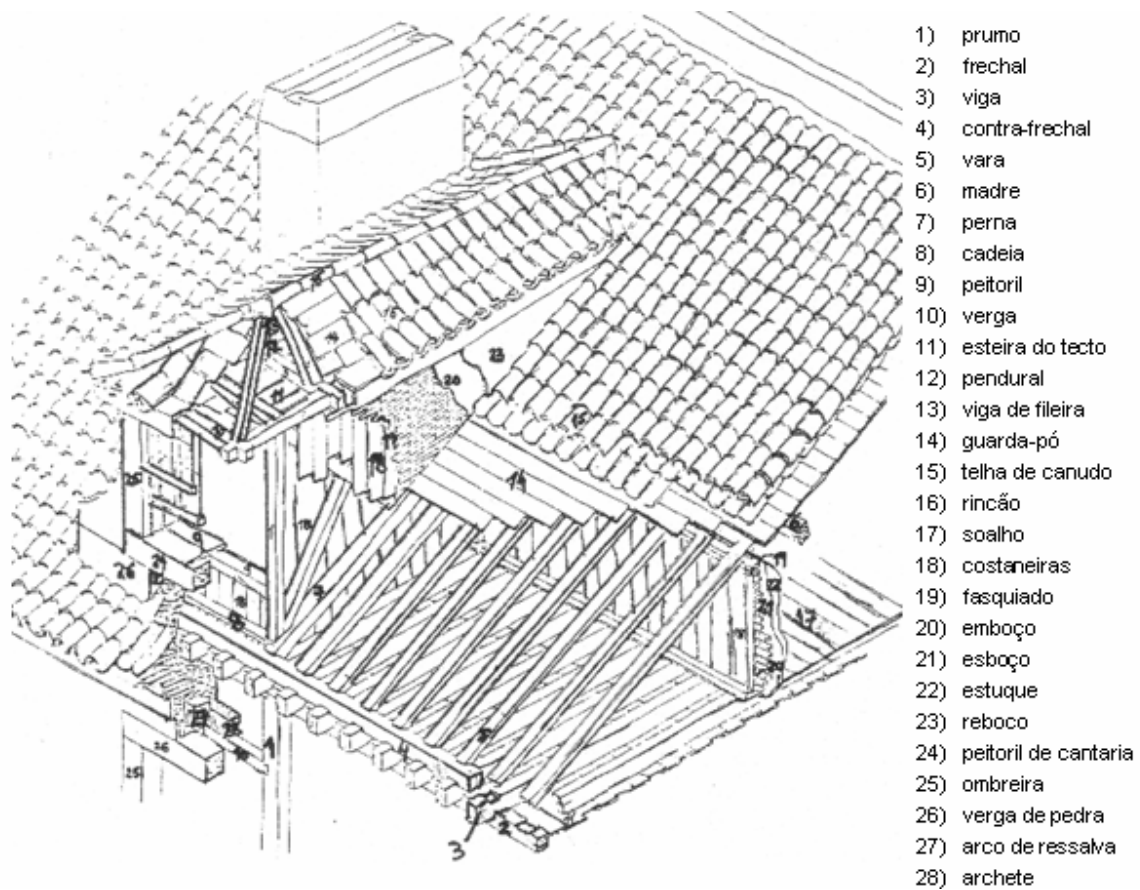


Fig. 9 - Estrutura de uma mansarda [7]

As ligações serão sempre compostas por assemblagens dos diferentes elementos de madeira. Em alguns casos, existem também reforços com ferrolhos em chapa de ferro ou simples (fig. 10).

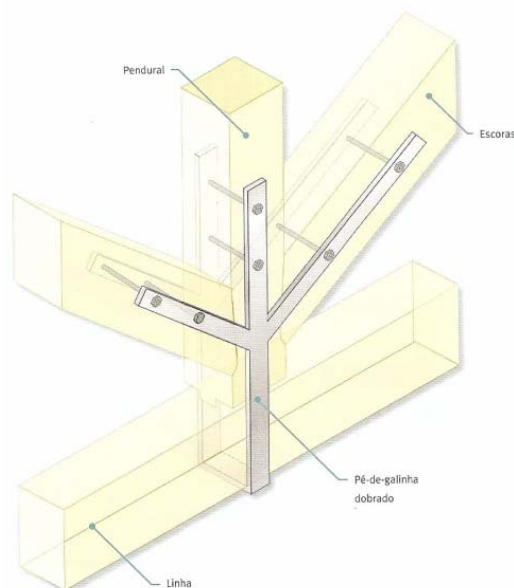


Fig. 10 - Exemplo de ligação com recurso a chapa metálica (pé de galinha dobrado) e ferrolhos [1]

2. CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

2.1. Levantamento no Local

De forma a consolidar/confirmar os conhecimentos teóricos dos métodos de construção de edifícios pombalinos e também para analisar as alterações a que o edifício em estudo foi sujeito, realizou-se uma visita ao mesmo.

Pôde-se observar a existência de frontais (fig. 11 e 17), bem como de tabiques no interior do edifício, variando a espessura de cada um dos casos (as paredes de frontal apresentam maior espessura, como se tinha afirmado anteriormente). No entanto, não foi possível concluir como é feita a ligação entre as paredes de frontal e a fachada do edifício, o que irá penalizar a modelação da estrutura, tendo que se assumir o pior cenário.

Relativamente às vigas do pavimento, estas estão dispostas segundo o menor vão, ou seja de fachada a fachada (fig. 12).

A cobertura do edifício encontra-se simplesmente apoiada na estrutura, contribuindo apenas como massa adicional para o comportamento dinâmico do edifício, como se pode observar na figura 12.



Fig. 11 - Pormenor da parede de frontal no interior do edifício



Fig. 12 - Pormenor da ligação da cobertura ao resto da estrutura, em que se pode observar que esta se encontra simplesmente apoiada no edifício



Fig. 13 - Orientação das vigas de pavimento no edifício (de fachada a fachada)

Estudando as alterações a que o edifício foi sujeito ao longo dos anos, é possível observar que estas foram feitas em larga escala e sem qualquer tipo de preocupação das implicações das mesmas para o seu comportamento sísmico. As maiores alterações observadas foram:

- Supressão ou diminuição da secção de pilares ao nível do piso térreo (fig. 14 e 15);
- Derrubamento de paredes resistentes (frontais) para ampliação de divisões (fig. 16, 17 e 18);
- Interrupção/Remoção de Cruzes de Santo André para aberturas ou passagens de tubagens (fig. 19);
- Montagem de um sistema ascensor (fig. 20 e 21).



Fig. 14 - Pormenores da supressão ou diminuição da secção de pilares no piso térreo para obtenção de montras



Fig. 15 - Pormenores da supressão ou diminuição da secção de pilares no piso térreo para obtenção de montras



Fig. 16 – Piso superior – existe ainda uma parede (no caso, frontal)



Fig. 17 – Piso superior – Vê-se claramente que houve eliminação de uma parede (no caso, frontal)



Fig. 18 – Supressão de paredes para amplificação de divisões



Fig. 19 – Elementos estruturais (cruzes de Santo André)



Fig. 20 - Instalação de um sistema ascensor no edifício
(1)



Fig. 21 - Instalação de um sistema ascensor no edifício
(2)

Aliada às alterações descuidadas a que o edifício foi sujeito, encontra-se a má manutenção do mesmo. A cobertura está a ruir, permitindo a entrada de água e animais no edifício, que contribuem para a degradação do mesmo (fig. 25).

Houve um notório assentamento do edifício, que se traduziu em grandes inclinações do pavimento e fendas nas paredes (fig. 22 e 23). Mesmo ao nível dos elementos resistentes, nota-se um certo relaxamento, comprometendo o seu bom funcionamento (fig. 24).

Tanto o recobrimento das paredes como do pavimento encontra-se seriamente danificado, deixando expostos os elementos resistentes, que estão assim sujeitos a maior degradação.



Fig. 22 – Desnívelamento do piso



Fig. 23 – Desnívelamento das aberturas, com ocorrência de fendas

Nota-se aqui que houve um assentamento do edifício, que provocou inclinação dos pavimentos (à direita) e fendas na estrutura (em cima)



Fig. 24 - Pormenor onde se nota a relaxação que houve ao nível dos elementos resistentes



Fig. 25 - Imagem onde se pode observar o estado de degradação da estrutura

Após terem sido facultadas as plantas do edifício (que podem ser consultadas no anexo I), pode-se mais uma vez observar as alterações estruturais e não estruturais introduzidas que foram sendo feitas ao longo do tempo. Nota-se mesmo que não existe grande continuidade em altura dos elementos verticais, sendo, em certas situações, difícil definir qual a estrutura inicial e quais os elementos resistentes.

Assim sendo, optou-se por se analisar apenas uma parcela do edifício, entre uma empena extrema e uma parede de empena intermédia, pressupondo que originalmente se trataria de um bloco independente. Escolheu-se então analisar um piso apenas, visto ser aparentemente o mais próximo da estrutura original, admitindo que este se repetiria em altura.

Tendo uma área mais restrita para analisar, realizou-se uma segunda visita ao edifício, para tentar definir as características geométricas do mesmo e a sua concepção.

Na maioria dos casos, não é possível determinar através de uma inspecção puramente visual se as paredes presentes são frontais ou tabiques. Assim sendo, mediu-se a secção de parede com uma fita métrica, sabendo que as paredes de frontal têm maior espessura do que as paredes de tabique.

Nas paredes em que não havia possibilidade de medir directamente a secção, determinou-se a mesma através da subtracção da área interior à área exterior, no caso de já se conhecer a espessura da outra parede a delimitar essa área.

Das medições efectuadas, encontra-se de seguida a planta do edifício com a representação dos possíveis frontais do edifício, após medições (fig. 26). Convém referir que o sistema de eixos aqui representados será válido ao longo de todo o trabalho.

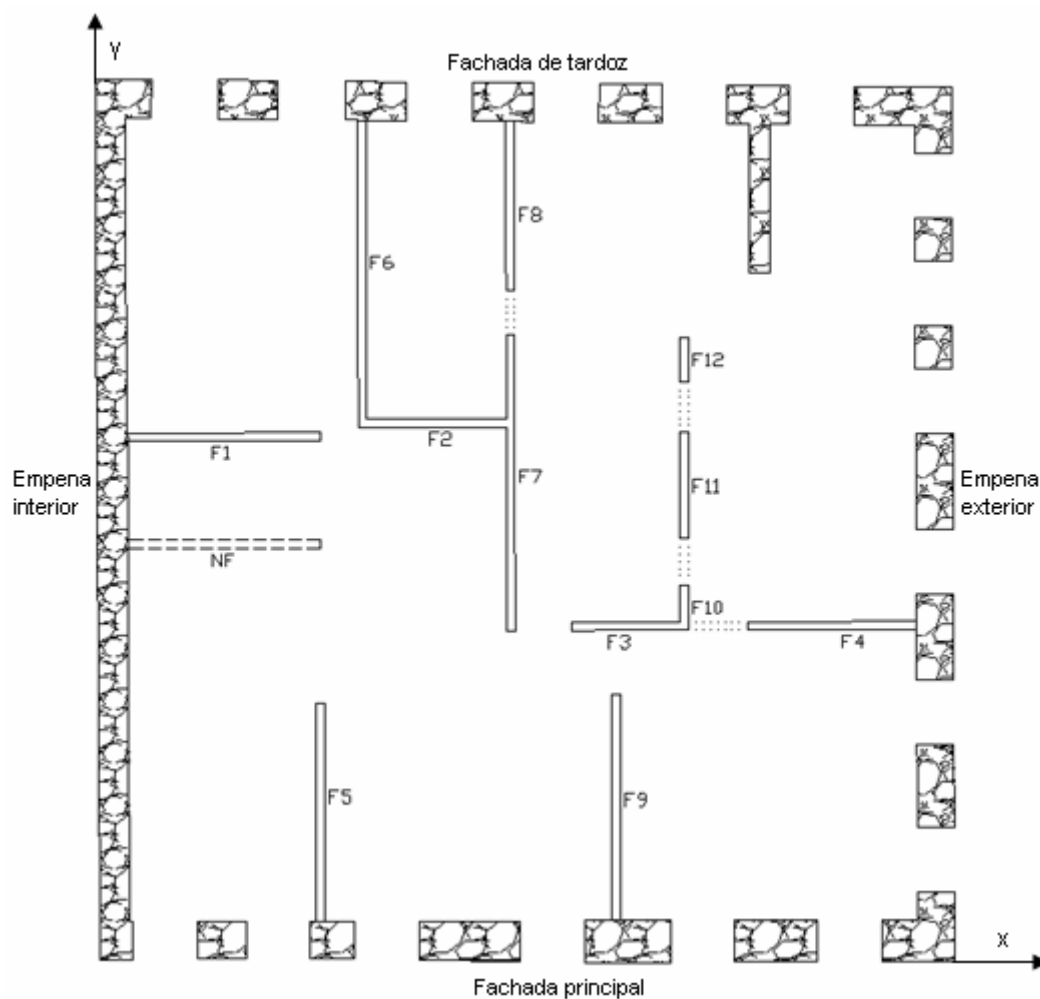


Fig. 26 - Planta do piso tipo considerado com os possíveis frontais identificados

No caso da parede F6, apesar de não ser possível proceder à sua medição, esta encontrava-se degradada, estando à vista parte de um frontal pombalino.

Não foi possível medir a parede F2, que faz canto com a primeira, ao nível do andar em estudo. Concluiu-se que esta seria de frontal analisando a espessura da mesma nos pisos em que tinha continuidade.

Quanto às paredes F1 e NF, não foi possível determinar a sua espessura directamente. Fez-se então a diferença entre a largura exterior e interior da divisão, sendo que supondo que as duas tinham a mesma espessura, esta seria da ordem dos 19 cm. À partida seriam as duas consideradas como elementos de frontal.

Quanto às outras paredes interiores, foi possível determinar a espessura de todas.

Existiam algumas discrepâncias entre a planta do piso e a visita feita ao mesmo, principalmente em termos de aberturas nas paredes.

As paredes de menor espessura em planta (cerca de 5 cm) aparentam ser paredes falsas construídas posteriormente. Tirando estas, existem então paredes com espessuras da ordem dos 12 a 15 cm, que se enquadram nas espessuras de tabiques, e paredes de maior

espessura (18 a 20 cm), candidatas a serem consideradas frontal (o que não se pôde confirmar visualmente na maioria dos casos).

Analisou-se de seguida a planta correspondente ao nível 0. Não é possível tirar ilações sobre a disposição dos elementos resistentes verticais já que este nível se encontra ocupado por várias lojas, não havendo noção directa dos elementos estruturais. Assim sendo, admitiu-se que originalmente existiriam apenas pilares a suportar os diferentes frontais, colocados nas zonas hoje definidas como paredes. Isto levou a que se eliminasse a hipótese de a parede NF ser frontal, visto não haver qualquer elemento resistente para a suportar no nível 0.

Assumiu-se então a existência de 5 pilares e uma parede onde descarregam os frontais F7, F3 + F4, F10 + F11 + F12 e F9, que será uma hipótese mais realista do que considerar pilares separados para cada caso (fig. 27). Observando as lojas que ocupam o piso térreo do edifício é possível ver parte de um pilar e respectivo arco em pedra.

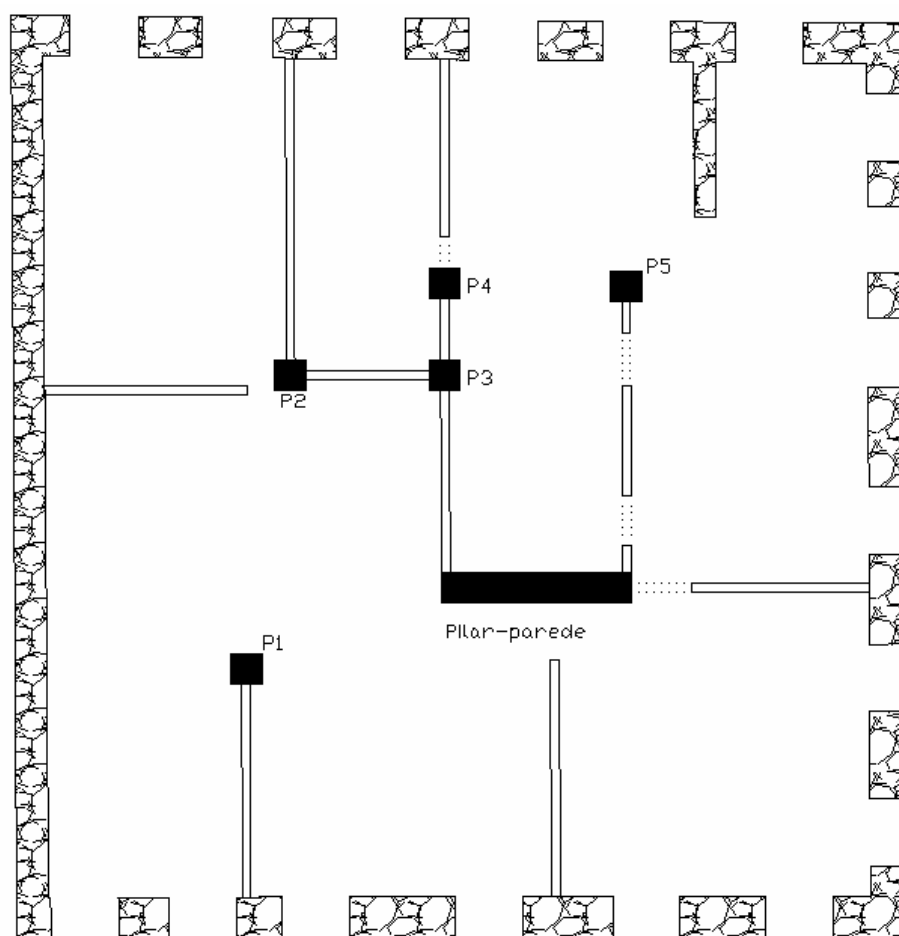


Fig. 27 - Planta do piso tipo com identificação dos elementos verticais considerados no piso térreo. Planta considerada na modelação do edifício

Relativamente a paredes de empena e fachadas, foi possível determinar as espessuras das mesmas na visita, tendo a empena interior 65 cm e as outras cerca de 90 cm, não variando em altura.

Também se confirmou a existência de uma parede de alvenaria interior, cuja existência não se previa à partida. Esta tem cerca de 60 cm de espessura e encontra-se a toda a altura do edifício.

Devido ao estado de degradação do edifício foi ainda possível observar directamente alguns barrotes, sendo então possível medir a sua secção ($0,08 \times 0,105 \text{ m}^2$).

Uma das desvantagens de considerar esta parcela como um edifício isolado foi a inexistência de escadas, sendo que não é possível definir qual a localização que estas teriam na estrutura inicial.

2.2. Modelação da Estrutura Original

Para proceder à modelação, utilizaram-se valores retirados das plantas ou da visita ao local. Nos casos em que não havia informação em nenhuma dessas fontes, utilizaram-se valores usuais retirados de outros levantamentos de edifícios pombalinos.

Relativamente à planta fornecida, após análise cuidada, é possível observar que os elementos não são exactamente ortogonais entre si. De facto, as duas fachadas estão a divergir uma da outra. No entanto, visto este ângulo ser muito pequeno, foi desprezado na modelação, já que representaria um grande acréscimo de trabalho sem alterações significativas dos resultados. Assim sendo, na modelação considerou-se uma grelha de elementos segundo duas direcções ortogonais.

Convém ainda referir que se optou por desprezar o ligeiro recuo ao nível do sótão, admitindo em todo o processo que este tem os mesmos limites dos pisos inferiores.

A modelação foi realizada no software SAP2000 [1].

2.2.1. Piso Térreo e Fundações

No piso térreo, como se referiu anteriormente, admite-se a existência de pilares de pedra sendo que os frontais dos níveis superiores vão descarregar directamente num sistema de arcos sustentados por pilares/parede de pedra e, em caso disso, pelos elementos de contorno. De forma a estimar realisticamente as dimensões dos pilares utilizados neste tipo de construção, foram realizadas visitas a edifícios circundantes com o mesmo tipo de construção, em que os pilares tinham dimensões da ordem dos 60 aos 80 cm. Consideram-se pilares quadrados com 70 cm de lado. No caso da parede, a menor dimensão também corresponderá a 70 cm, enquanto que a maior foi definida tendo em conta a planta deste nível e os diferentes frontais a descarregar na mesma.

Na modelação, estes elementos foram definidos como elementos de barra. No caso da parede, devido às suas dimensões, definiu-se que o ponto superior do elemento se desloca em conformidade com os prumos dos frontais a descarregar sobre a mesma (tendo-se definido uma *constraint* do tipo *body* para o efeito).

Para simular os arcos, consideraram-se barras diagonais a unir cada prumo dos frontais a descarregar sobre as mesmas aos elementos resistentes verticais (pilares ou paredes de alvenaria). Estas barras definiram-se como rígidas e a trabalhar axialmente. Para garantir o primeiro caso, foram definidas secções com dimensões elevadas. Isto leva a que o peso/massa dos arcos não se possa considerar directamente no modelo. Desta forma, adicionaram-se posteriormente forças/massas concentradas a actuar ao nível dos nós de ligação entre as barras e os prumos para considerar o efeito do peso/massa dos arcos. De forma a garantir que as barras estejam sujeitas apenas a esforços axiais, foram colocadas rótulas nas suas extremidades.

Relativamente às fundações do edifício, sabe-se à partida, conhecendo o processo construtivo pombalino, que estas devem ser de estacaria de madeira. De forma a simplificar o modelo, segundo [2], admite-se que o terreno estará praticamente consolidado devido à idade do edifício e ao tipo de fundação, o que torna viável considerar encastramentos perfeitos. Apesar de sair do âmbito deste trabalho, as fundações poderiam ter sido modeladas com molas de rigidez elástica de forma a simular a deformabilidade do solo. Seria ainda interessante avaliar de que forma as diferentes possibilidades de modelação das fundações irá alterar os resultados obtidos. Uma vez que se pretende efectuar uma análise sísmica, despreza-se o pavimento do piso térreo e as caves.

Uma vez que se pretende efectuar uma análise sísmica, despreza-se o pavimento do piso térreo e as caves.

As secções consideradas encontram-se resumidas no quadro abaixo:

Arcos	1 x 1 m ²
Pilar-parede	4,36 x 0,7 m ²
Pilares	0,7 x 0,7 m ²

Tabela 1 - Secções dos elementos lineares no piso térreo

No caso do pilar P2, após uma análise inicial, verificou-se que este estaria solicitado por um esforço horizontal não esperado. Isto deve-se ao facto de o frontal F1 não estar no seu alinhamento, sendo que o desvio irá provocar não só um carregamento vertical mas também uma força horizontal. Na realidade esta força não seria significativa, devido à existência do pavimento de alvenaria. Assim sendo, optou-se por colocar um segundo pilar P2 fictício no alinhamento do frontal F1. A este pilar foi atribuída uma massa nula, sendo que os esforços correspondentes ao verdadeiro pilar P2 serão dados pela soma dos esforços nos dois pilares.

Este comportamento irá na realidade sobrecarregar ligeiramente o pilar P2 e aliviar o pilar P1, no entanto, devido ao desvio ser pequeno, este erro não será significativo.

2.2.2. Paredes Exteriores: Fachadas e Empenas

Relativamente à modelação das paredes exteriores, nos pisos superiores, pensa-se que estas se encontram com a forma original, já que existem várias aberturas de pequenas dimensões. As alterações realizaram-se especialmente ao nível do piso térreo, com abertura de montras. Na modelação efectuada considerou-se então a constituição original, havendo continuidade em altura de toda a fachada, modelada com base na informação da planta do nível 3 (Anexo I).

Segundo [2], pensa-se que os elementos construtivos de madeira "...apesar de pertencerem à gaiola, têm apenas função construtiva, principalmente se se comparar a espessura das paredes exteriores de alvenaria (...) com as dimensões dos montantes das paredes interiores (...) admitindo-se uma importância reduzida para o comportamento global do edifício, apesar da sua contribuição poder ser importante quando se pretender efectuar uma análise local da resistência da fachada, pois os elementos de madeira poderão funcionar como reforço da alvenaria". Assim sendo, estes elementos foram desprezados aquando da modelação das paredes de alvenaria exteriores, admitindo apenas a existência da própria alvenaria.

Estes elementos foram então dimensionados como elementos bidimensionais de *shell*, com quatro nós. A malha foi definida de forma a englobar todos os pontos de intersecção com os elementos estruturais, sendo depois refinada para não haver grandes discrepâncias de dimensões.

Além dos elementos de fachada contínuos em altura, é necessário considerar a alvenaria existente entre as aberturas. Sabe-se que estes elementos estarão presentes acima e abaixo das aberturas da janela. Abaixo das aberturas, observa-se que a espessura da fachada é muito reduzida, optando-se, por simplificação, por desprezar a contribuição da mesma, até porque não se sabe que tipo de ligação, em termos de comportamento, irá existir entre a alvenaria abaixo de uma janela e a alvenaria acima da janela do piso inferior.

Considera-se apenas esta última, tanto em termos de rigidez como em termos de massa, já que terá uma espessura francamente superior à primeira. Para a modelação da mesma, a espessura a considerar será a espessura dos outros elementos de fachada. Relativamente à sua altura, irá manter-se o critério utilizado no dimensionamento dos frontais (mencionado mais à frente), considerando que corresponde a um terço da altura entre pisos.

Considerando um processo construtivo lento, existe um desfasamento entre a construção das empenas e das fachadas, o que se vai traduzir em zonas de ligação fracas, mais propícias a deslocamentos verticais relativos entre estas paredes. Para simular este efeito, modelaram-se elementos de alvenaria de pequena largura nos cantos do edifício e na junção da parede de alvenaria interior com a fachada. Não existem estudos relativamente ao comportamento/características destas zonas de ligação, pelo que se torna complicado modelar

a mesma com rigor. Desta forma, optou-se por considerar que a alvenaria nesta ligação teria um módulo de elasticidade correspondente a metade do módulo de elasticidade considerado para os outros elementos de alvenaria. Este valor é, porém, meramente indicativo, já que não se pode estimar.

A espessura adoptada para estas paredes corresponde à espessura medida durante a visita ao edifício:

Elemento	Espessura (m)
Fachadas e Empena exterior	0,90
Empena interior	0,65
Parede Interior	0,60

Tabela 2 - Espessura dos elementos de alvenaria

Por observação dos elementos em planta, considera-se que a espessura da fachada será constante em altura, incluindo no piso térreo, ao contrário do que normalmente acontece, segundo a bibliografia.

2.2.3. Paredes Interiores

Para modelar os frontais, tendo como base as observações do edifício, modelou-se frontais com apenas um elemento diagonal entre travessas e prumos contíguos (fig. 28).



Fig. 28 - Esquema de um elemento diagonal de um frontal, entre travessas e prumos

Admitiu-se a existência de três elementos de frontal em altura por piso, excepto no último piso, com altura menor, em que apenas se consideraram dois alinhamentos. Assim sendo, as aberturas para portas correspondem à supressão dos dois alinhamentos inferiores. Em termos de número de alinhamentos verticais, as paredes de frontal foram divididas em painéis com as mesmas dimensões, com larguras da ordem dos 0,5 a 1 m.

Relativamente às dimensões dos elementos, não foi possível determinar as mesmas em visita ao local, tendo-se utilizado valores médios retirados de [5]. Tendo em conta a dimensão das secções, parece mais provável que a maior dimensão dos elementos corresponda à direcção perpendicular ao plano das paredes.

Sendo que os elementos não são contínuos em toda a altura do edifício, este facto foi tido em conta admitindo que os prumos extremos dos frontais seriam contínuos em altura e as travessas ao nível do pavimento também. Relativamente às diagonais e travessas e prumos exceptuando os casos anteriormente mencionados, admitiu-se que estes estariam livres de rodar no plano da parede, nas intersecções com diferentes elementos.

A intersecção de frontais perpendiculares fez-se considerando o prumo de intersecção comum. Considerando uma acção horizontal, metade das diagonais vão trabalhar à compressão, enquanto as outras trabalham à tracção. Porém é necessário ter em conta o fraco

comportamento à tracção dos elementos de frontal, devido às ligações existentes que, no melhor cenário, consistem num prego. Desta forma, ao admitir que todas as diagonais estariam a trabalhar na distribuição de esforços, estar-se-ia a sobrevalorizar a resistência dos elementos de frontal. Assim sendo, conservativamente, admite-se que as barras diagonais não vão conseguir trabalhar à tracção, ou seja, apenas metade das barras estará de facto a contribuir estruturalmente para a resposta do edifício. A forma simplificada adoptada para modelar este comportamento foi reduzir para metade a área a resistir a esforços axiais dos elementos diagonais.

Outro factor que não se conhece à partida é o tipo de ligação dos frontais à alvenaria das fachadas e empenas. Desta forma, consideraram-se barras bi-rotuladas entre o prumo extremo do frontal e o prumo de ligação na alvenaria, exceptuando as barras ao nível do pavimento, em que se libertou apenas a rotação no plano da parede (rótula cilíndrica). Ao criar barras diferentes para esta ligação será mais fácil alterar as suas características, simulando diferentes condições de ligação em caso de necessidade. A condição inicial de criar barras bi-rotuladas prende-se com a ideia de que será pouco provável o funcionamento da estrutura (frontais – alvenaria de fachadas e empenas), como um todo. Assim não se considera existência de esforços entre os elementos, compatibilizando apenas os deslocamentos.

A alvenaria de enchimento das paredes de frontal apenas foi considerada em termos de massa e peso. Em vez de se atribuir massas adicionais, optou-se por introduzir um acréscimo de massa e peso dos elementos de madeira dos frontais, com valores utilizados em [5]. Esta opção foi tomada tendo em consideração os resultados experimentais referidos em [2], segundo os quais a consideração do enchimento de alvenaria no modelo irá levar a uma rigidez muito superior àquela verificada experimentalmente.

Quanto às paredes de tabique, já que não têm função estrutural e a sua localização não está bem definida, foram consideradas como massa e peso adicional ao nível do pavimento.

As dimensões das secções dos elementos de frontal encontram-se resumidas na tabela abaixo:

Diagonais	0,1 x 0,08 m ²
Prumos	0,1 x 0,15 m ²
Travessas	0,1 x 0,1 m ²

Tabela 3 - Secções dos elementos de frontal

2.2.4. Pavimentos

Tal como se pôde observar na visita ao edifício, as vigas do pavimento estão dispostas segundo a menor direcção, ou seja de fachada a fachada. Assim sendo, de forma a modelar os pavimentos consideraram-se estes elementos de madeira em toda a largura do edifício. As

dimensões dos referidos elementos foram utilizadas a partir de uma medição realizada durante a visita.

Relativamente ao espaçamento entre os mesmos, admitiu-se que, em média, esta seria de 0,4m. Este valor não foi confirmado no local, mas pertence ao intervalo de distâncias conhecidas neste tipo de construção. Esta relação não foi estritamente respeitada, já que é necessário considerar o comportamento conjunto dos frontais e pavimentos. Assim sendo, no caso de existência de frontais paralelos aos barrotes, garantiu-se que existiria um barrote nesse alinhamento.

Para obter um modelo menos pesado, no caso de existirem nós muito próximo da zona de inserção do barrote, optou-se por fazer o barrote coincidir com esses nós.

Como já foi referido, um dos grandes problemas da modelação de edifícios pombalinos é o desconhecimento das ligações efectuadas entre os elementos resistentes e as paredes de alvenaria. Admitiu-se que os barrotes estão ligados às fachadas, tendo as rotações livres nesta ligação.

À partida, a rigidez relativa ao soalho seria de desprezar, já que o piso não tem um comportamento rígido no seu plano. Porém, de trabalhos anteriores sobre estes edifícios, pôde-se observar que, ao desprezar totalmente esta contribuição, ocorreriam modos locais de vibração dos frontais com oposição de fase de elementos paralelos [2], o que não parece credível que aconteça para a gama de frequências em análise. Assim sendo, torna-se necessário simular a rigidez introduzida pelas próprias tábuas de madeira. Isto foi feito colocando barras de madeira de pequena secção entre as empenas, perpendiculares à dimensão dos barrotes. Optou-se por cinco barras (tarugos) paralelas à fachada principal, com distâncias semelhantes em planta.

Ainda relativamente à rigidez conferida pelo soalho, esta será também uma rigidez de distorção. No entanto, no modelo decidiu-se desprezar a mesma, considerando que será pouco significativa.

Convém ainda referir que se uniu os pontos de discretização da parede de alvenaria interior com os barrotes adjacentes, já que esta tem espessura suficiente para os abranger. Esta união fez-se através de troços rígidos, com o objectivo de compatibilizar os deslocamentos entre os elementos.

As dimensões utilizadas foram então:

Barrotes	0,105 x 0,08 m ²
Tarugos	0,1 x 0,1 m ²

Tabela 4 - Secções dos elementos constituintes do pavimento

Resta apenas especificar a modelação do pavimento do 1º piso. Este piso será constituído por alvenaria, apresentando então rigidez axial e de distorção. Visto não haver calibração para estas propriedades, optou-se por admitir barrotes também ao nível deste pavimento (sendo

este fictícios, já que não se encontram na realidade), de forma a conferir alguma rigidez axial, o que será mais realista do que não admitir qualquer tipo de resistência. Em relação à rigidez de distorção, esta será desprezada já que não se consegue estimar a mesma, não caindo assim no erro de a sobreestimar. Contudo, assumindo este comportamento simplista, nos primeiros modelos efectuados, a transmissão de forças entre frontais, arcos e paredes de alvenaria, não estava a ser realista, sobrecarregando as paredes de alvenaria. Desta forma, definiu-se uma ligação rígida entre as travessas dos frontais e os tarugos, simulando mais adequadamente a distribuição de esforços no 1º piso.

2.2.5. Cobertura

Relativamente à cobertura, tal como foi dito anteriormente, esta encontra-se simplesmente apoiada no contorno do edifício, não tendo sido possível aferir se se apoia igualmente noutros elementos. Assim sendo, admitindo que se apoia apenas no contorno, foi modelada considerando apenas a carga de faca que vai introduzir nas fachadas e empena, e a respectiva massa.

Além da carga correspondente à cobertura propriamente dita (asnas, suporte para telhas e telhas), há ainda que considerar a mansarda existente nas fachadas. Esta é também constituída por alvenaria, tendo sido associada a uma carga de faca e respectiva massa aplicadas na alvenaria das fachadas.

2.3. Acções

2.2.6. Acções Permanentes e Sobrecargas

As cargas a actuar ao nível dos pavimentos serão o peso próprio do pavimento, a sobrecarga de utilização e a carga distribuída correspondente ao peso dos tabiques.

Relativamente à carga distribuída respeitante à existência de tabiques, considera-se que esta será nula no sótão, admitindo a inexistência dos mesmos.

Quanto à sobrecarga de utilização, à partida estes edifícios seriam utilizados como habitação, no entanto nos dias que correm o seu uso será mais provavelmente como escritórios. Visto o último caso ser o mais condicionante, será esta a sobrecarga de utilização a ter em conta. Segundo o art. 35.1.1 b) do R.S.A. [6], a sobrecarga de utilização de compartimentos destinados a utilização de carácter colectivo sem concentração especial (como por exemplo escritórios em geral) é de 3,0 kN/m². Em termos de análise sísmica, a combinação sísmica impõe a esta sobrecarga um coeficiente de redução ψ_2 de 0,4 (art. 35.2 do R.S.A.).

De forma a evitar modos locais de vibração, supôs-se que as cargas e massas aplicadas no pavimento e transmitidas aos barrotes seriam absorvidas pelos elementos intersectados pelos mesmos, ou seja, fachadas e frontais paralelos às mesmas. Assim sendo, calculou-se a área de influência das duas fachadas e dos três frontais segundo x, tendo-se dividido as cargas aplicadas no pavimento igualmente pelos pontos de intersecção devidamente contraventados. O mesmo procedimento foi efectuado relativamente às massas colocadas, a actuarem no plano horizontal, sendo que na zona das fachadas se consideraram massas lineares e não pontuais. Os carregamentos considerados encontram-se resumidos na tabela seguinte, sendo retirados de [5].

	Carga (kN/m ²)
Piso Corrente	0,69
Piso no sótão	0,63
Tabiques	0,20
Sobrecarga de utilização	3,00

Tabela 5 - Carregamentos considerados ao nível do piso

Assim sendo, as cargas e massas a aplicar nos diferentes pontos serão dadas na tabela abaixo, consoante a área de influência dos frontais ou fachadas. A carga correspondente à sobrecarga ainda não está afectada do coeficiente de redução, o que já acontece no cálculo das massas actuates.

	Área de influência (m ²)	Nº de pontos	Cargas (kN)				Massa total (ton)	
			Sc	Piso corrente	Sótão	Tabiques	Piso corrente	Sótão
F1	54,25	6	27,12	6,24	5,70	1,81	1,89	1,66
F2	49,01	5	29,41	6,76	6,18	1,96	2,05	1,79
F3+F4	93,91	9	31,30	7,20	6,57	2,09	2,18	1,91
Fachada da frente	98,46	67	4,41	1,01	0,93	0,29	0,31	0,27
Fachada de trás	98,52	109	2,71	0,62	0,57	0,18	0,19	0,17

Tabela 6 - Cargas e massa aplicadas nos frontais

Quanto à cobertura, mais uma vez adoptou-se as cargas distribuídas de [5], admitindo-se uma distribuição linear e equitativa em todo o contorno:

Suporte de telhas da cobertura	0,55 kN/m ²	2,73 kN/m
Asnas	0,30 kN/m ²	1,49 kN/m
Telhas (carga distribuída segundo a inclinação das águas)	0,45 kN/m ²	2,26 kN/m
Mansarda	32 kN/m	

Tabela 7 - Cargas consideradas no contorno da cobertura

A massa do telhado foi definida como massa linear ao longo do contorno.

	L (m)	Massa do telhado (ton/m)
Fachada da frente	19,7	2,25
Fachada de trás	19,7	2,25
Empena	20,1	0,65
Empena -fachada	20,1	0,65

Tabela 8 - Massa aplicada no contorno do telhado

Quanto aos arcos, segundo [2], o peso dos mesmos pode ser assimilado a uma carga linear de 3,5 kN/m a actuar ao longo do desenvolvimento horizontal destes. Estas cargas e massas associadas serão simplifadamente distribuídas pelos pontos de intersecção dos arcos com os prumos. Daí, as cargas e massas aplicadas nos diferentes pontos dos frontais são discriminados na tabela abaixo:

Alinhamento	Nº de pontos	L (m)	Carga Concentrada (kN)	Massa Concentrada (ton)
F1	6	5,7	3,29	0,33
F2	5	3,6	2,48	0,25
F4	5	5,2	3,62	0,36
F5	6	5,2	3,05	0,30
F6	8	7,3	3,19	0,32
F7: P3 a P4	2	2,1	3,68	0,37
F7: P3 a Pilar-parede	6	5,0	2,91	0,29
F8	5	5,1	3,60	0,36
F9	6	7,1	4,12	0,41
F10+F11+F12	8	6,9	3,04	0,30

Tabela 9 - Carga e massa a aplicar nos frontais, relativas aos arcos

2.2.7. Acção Sísmica

Para analisar o comportamento sísmico do edifício será necessário definir que acção sísmica a considerar. Esta será definida de acordo com o R.S.A.

Tendo em conta as baixas frequências a que estas estruturas vibram, irá apenas considerar-se a acção sísmica tipo 2, já que está associada a maiores esforços para frequências sensivelmente abaixo dos 2 Hz (fig. 29). Como, tal como se mostrará no próximo capítulo, os quatro primeiros modos de vibração serão caracterizados por frequências inferiores a 2 Hz, tendo participações acumuladas de massa significativas – 41,97% em x e 47,53 em y – e o 5º modo tem uma frequência pouco superior a este (2,14Hz), com participações de massa: 30,36% em x e 0,02% em y; pensa-se, conseqüentemente, que a acção tipo 1 não será condicionante.

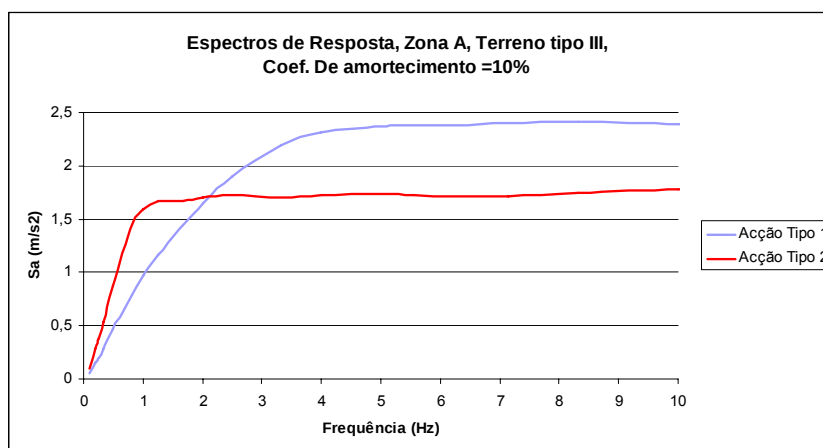


Fig. 29 - Espectros de resposta das acções sísmicas tipo 1 e 2, Zona A, Terreno Tipo III, $\xi=10\%$

Sendo o edifício em Lisboa, a zona sísmica a considerar será a A. Tendo em conta as más condições do terreno de fundação referidas anteriormente, considera-se um terreno do tipo III – solos coerentes moles e muito moles e solos incoerentes soltos.

Uma vez que se vai proceder a uma análise tridimensional elástica linear, utiliza-se um espectro de resposta elástico e correspondente a um coeficiente de amortecimento de 10% visto tratar-se de um edifício de alvenaria.

Segundo [5] a construção pombalina tem capacidade de dissipação de energia histerética, de tal forma que se pode adoptar um coeficiente de comportamento de 1,5.

Os valores adoptados neste trabalho para os coeficientes de amortecimento e de comportamento são os valores estimados utilizados noutros trabalhos sobre este tema, nomeadamente em [5]. De uma forma mais rigorosa os valores deveriam ser estimados e analisados com maior cuidado e para cada edifício especificamente.

2.2.8. Combinação de acções

A combinação de acções considerada será a combinação para estados limite últimos com a acção base igual à acção sísmica:

$$S_{sd} = 1,0S_{CP} + \psi_2 S_Q + 1,0S_S = S_{CQP} + 1,0S_S \quad (1)$$

S_{CP} : esforços devido às cargas permanentes;

S_Q : esforços devido às cargas variáveis – sobrecargas;

S_S : esforços devido à acção sísmica

S_{CQP} : combinação de acções quase permanente;

ψ_2 : coeficiente de redução das cargas variáveis. Tal como referido anteriormente, segundo o R.S.A., para o caso corrente $\psi_2=0,4$.

Segundo [5], uma vez que se trata de uma avaliação sísmica de um edifício existente, admite-se um coeficiente unitário de majoração dos esforços provocados pela acção sísmica. Na combinação definida no programa a utilizar introduzir-se-á o espectro de resposta a actuar segundo as duas direcções horizontais ortogonais: x e y.

2.4. Modelo Final do Edifício

De seguida, apresentam-se imagens do modelo construído. Nas figuras 30 e 31 é possível observar a modelação do piso térreo e de um piso tipo, respectivamente. Nas figuras 31, 32 e 33 apresentam-se vistas 3D do edifício, observando o edifício no global (fig. 31) e apenas a sua estrutura interior (fig. 32 e 33), identificando os diferentes elementos representados (fig. 33). Pode ainda observar-se a modelação de um frontal (fig. 34).

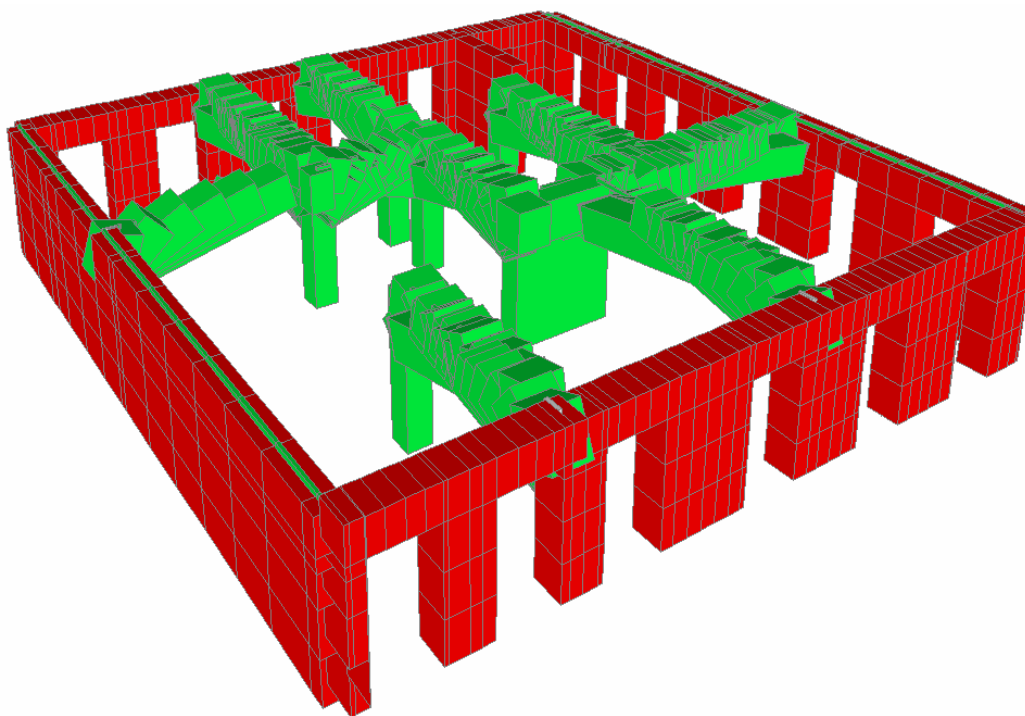


Fig. 30 - Modelação do piso térreo

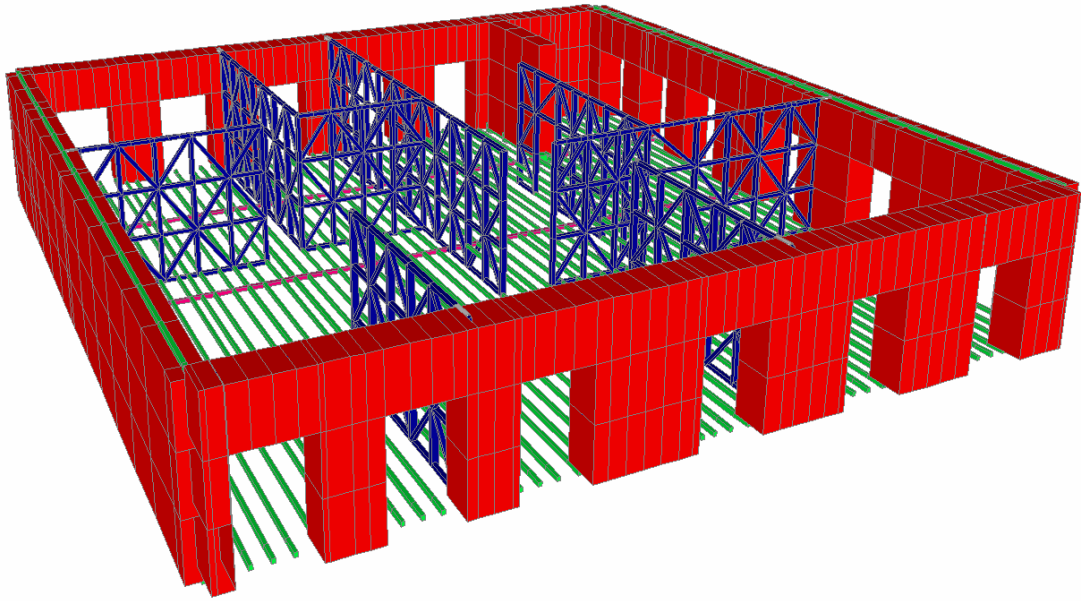


Fig. 31 - Modelação do piso tipo

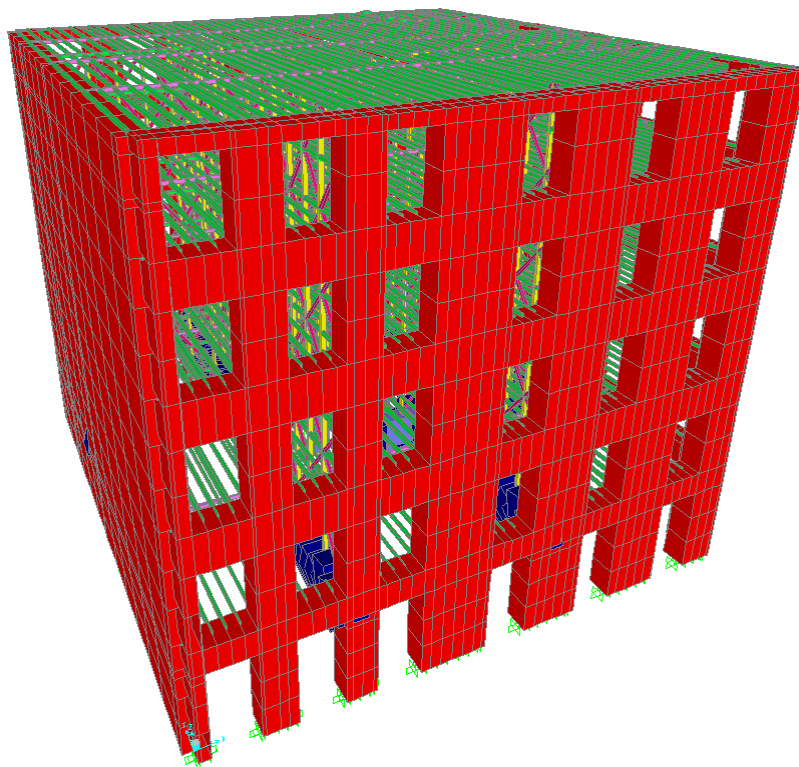


Fig. 32 - Vista 3D do edifício

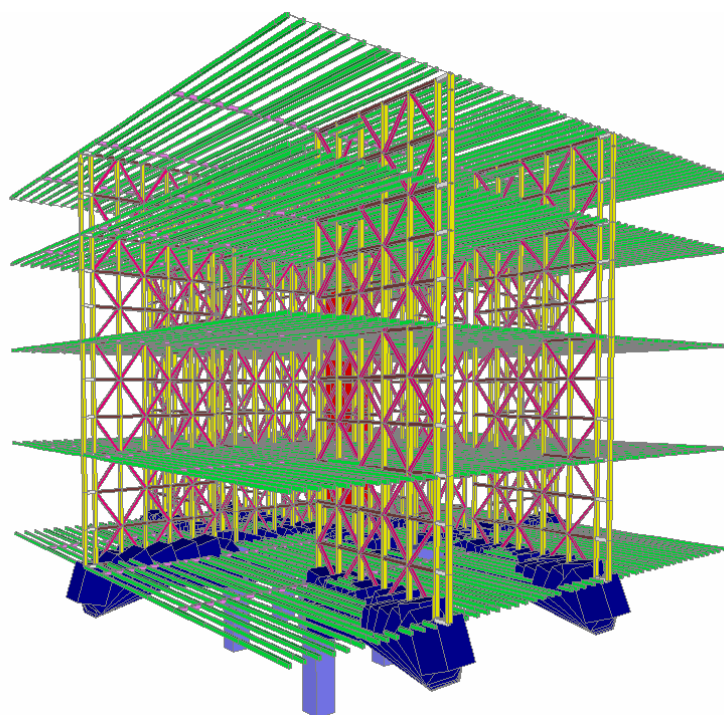


Fig. 33 - Vista 3D do interior do edifício

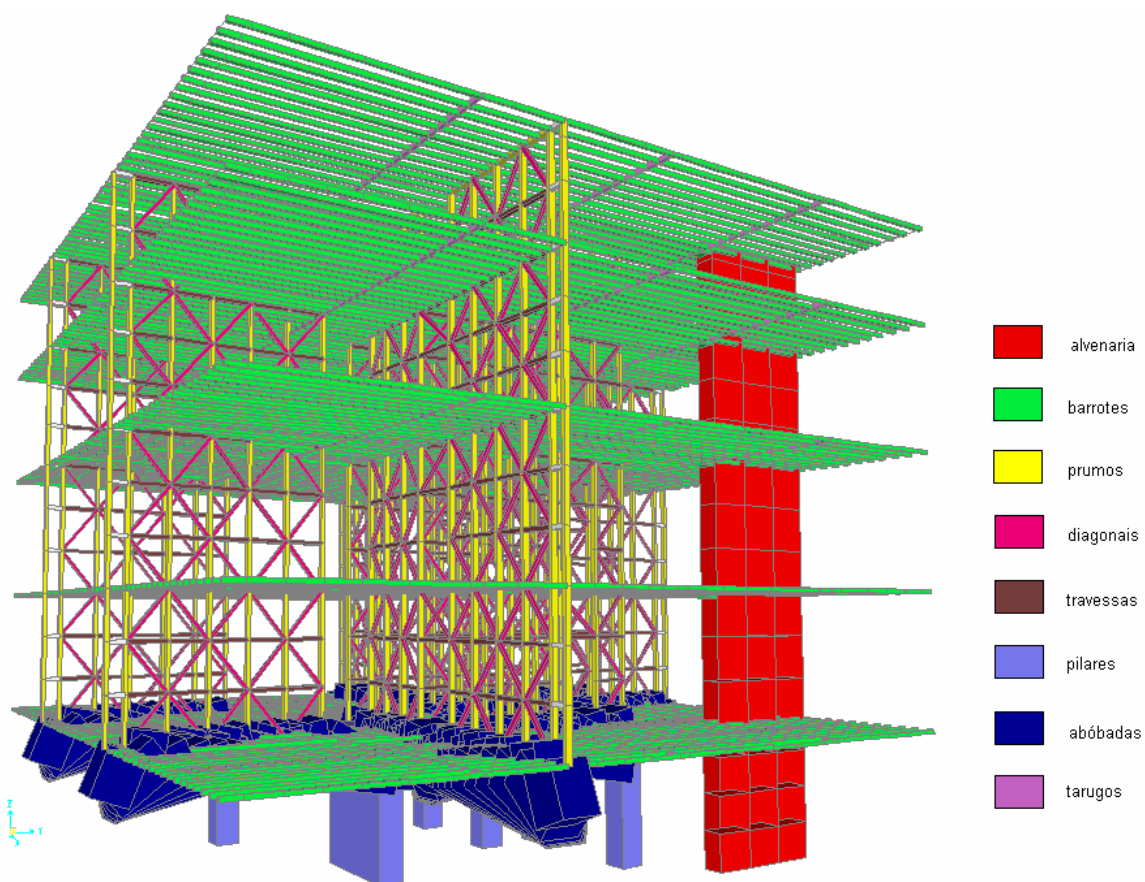


Fig. 34 - Vista 3D, segundo outra perspectiva, do interior do edifício com legenda dos diferentes elementos estruturais

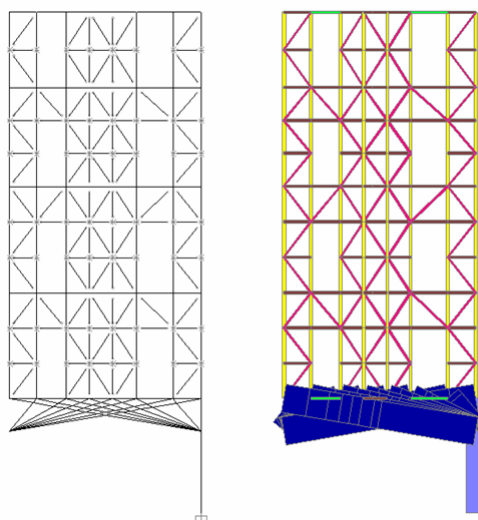


Fig. 35 - Pormenor da modelação do frontal F10 + F11 + F12

2.5. Propriedades dos Materiais

As características dos materiais foram retiradas de [2] e de [5] e é apresentado um resumo geral destas características na tabela 10.

Material	Massa volúmica (ton/m ³)	γ (kN/m ³)	E (GPa)	ν	Elementos em que foi utilizado
Pedra – Pilares	2,2	22	3	0,2	Pilares e pilar-parede
Pedra – Arcos	-	-	3	0,2	Arcos ¹
Alvenaria – fachada e empenas	2,2	22	0,8	0,2	Fachadas, empenas e parede de alvenaria interior
Alvenaria de ligação	2,2	22	0,4	0,2	Alvenaria utilizada nos cantos de junção de fachadas e empenas e entre a fachada de trás e a parede de alvenaria interior
Madeira – frontais ²	6,73	672	8	0,2	Prumos, travessas e diagonais

¹ Como os arcos foram criados para ter um comportamento rígido, aumentando a secção, o seu peso foi colocado posteriormente como massas e cargas aplicadas

² O peso e massa volúmica da madeira utilizada nos frontais está já acrescido de forma a considerar o peso da alvenaria circundante.

Madeira – pavimentos	0,7	7	8	0,2	Barrotes e tarugos
-------------------------	-----	---	---	-----	--------------------

Tabela 10 – Propriedades dos materiais considerados

No decurso deste trabalho, as resistências consideradas para os diferentes elementos (retiradas de [2] e [5]), são:

- | | |
|---|---|
| - Alvenaria das fachadas | <ul style="list-style-type: none"> • $\sigma_{\text{comp.}} = 1,3\text{MPa}$ • $\sigma_{\text{tracção}} = 0\text{MPa}$ • $\tau = 0,1\text{MPa}$ |
| - Pilares e parede de pedra emparelhada | <ul style="list-style-type: none"> • $\sigma_{\text{comp.}} = 5\text{MPa}$ • $\sigma_{\text{tracção}} = 0\text{MPa}$ |
| - Frontais | <ul style="list-style-type: none"> • $\sigma_{\text{comp.}} = 50\text{MPa}$ |
| - Resistência à tracção das ligações | <ul style="list-style-type: none"> • $F_{\text{tracção}} = 10\text{kN}$ |
-

3. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

3.1. Análise Modal

Para proceder à análise modal do edifício, analisaram-se os 50 primeiros modos de vibração.

As frequências e participações de massa correspondentes encontram-se na tabela 11:

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	Participação de massa em x	Participação de massa em y	Participação de massa acumulada em x	Participação de massa acumulada em y
1	0,89	1,13	41,63%	0,00%	41,63%	0,00%
2	0,73	1,36	0,00%	46,41%	41,63%	46,41%
3	0,57	1,77	0,32%	0,01%	41,95%	46,42%
4	0,51	1,96	0,02%	1,11%	41,97%	47,53%
5	0,47	2,14	30,36%	0,02%	72,33%	47,55%
6	0,41	2,46	0,09%	9,00%	72,41%	56,55%
7	0,37	2,70	0,08%	3,61%	72,50%	60,16%
8	0,36	2,76	0,35%	3,61%	72,84%	63,77%
9	0,33	2,99	1,78%	0,04%	74,62%	63,82%
10	0,32	3,13	0,02%	0,04%	74,64%	63,86%
11	0,31	3,18	0,40%	0,02%	75,04%	63,87%
12	0,31	3,28	0,13%	0,27%	75,17%	64,14%
13	0,30	3,32	0,40%	0,14%	75,58%	64,28%
14	0,29	3,42	0,00%	0,12%	75,58%	64,40%
15	0,29	3,45	0,22%	0,02%	75,80%	64,42%
16	0,28	3,52	0,00%	8,46%	75,80%	72,88%
17	0,28	3,58	0,11%	0,08%	75,90%	72,96%
18	0,27	3,65	0,00%	0,70%	75,91%	73,66%
19	0,27	3,73	0,00%	1,07%	75,91%	74,72%
20	0,27	3,74	0,00%	0,43%	75,91%	75,16%
21	0,26	3,81	0,12%	0,06%	76,03%	75,21%
22	0,26	3,83	0,00%	0,06%	76,03%	75,27%
23	0,26	3,87	0,01%	0,00%	76,04%	75,27%
24	0,26	3,90	0,00%	0,01%	76,04%	75,29%
25	0,25	3,97	0,00%	0,00%	76,04%	75,29%
26	0,25	4,00	0,23%	0,06%	76,27%	75,35%
27	0,24	4,11	0,00%	0,00%	76,27%	75,35%
28	0,24	4,20	0,04%	0,04%	76,31%	75,39%
29	0,24	4,22	0,04%	0,56%	76,35%	75,95%
30	0,24	4,24	0,22%	0,06%	76,58%	76,01%
31	0,23	4,28	0,00%	0,09%	76,58%	76,10%
32	0,23	4,29	0,02%	0,06%	76,60%	76,16%
33	0,23	4,31	0,01%	0,01%	76,61%	76,17%
34	0,23	4,33	0,00%	0,00%	76,61%	76,17%
35	0,23	4,38	0,09%	0,03%	76,71%	76,20%
36	0,23	4,40	0,00%	0,00%	76,71%	76,21%
37	0,23	4,41	0,02%	0,00%	76,73%	76,21%
38	0,22	4,45	0,03%	0,04%	76,75%	76,24%
39	0,22	4,50	0,10%	0,29%	76,85%	76,53%

40	0,22	4,51	0,02%	0,04%	76,87%	76,58%
41	0,22	4,55	0,08%	0,03%	76,95%	76,61%
42	0,22	4,57	0,02%	0,04%	76,97%	76,64%
43	0,22	4,63	0,00%	0,00%	76,97%	76,64%
44	0,21	4,65	0,22%	0,11%	77,20%	76,75%
45	0,21	4,67	0,06%	0,01%	77,25%	76,76%
46	0,21	4,68	0,04%	0,00%	77,29%	76,76%
47	0,21	4,71	0,00%	0,00%	77,29%	76,76%
48	0,21	4,76	0,00%	0,02%	77,29%	76,79%
49	0,21	4,81	0,02%	0,00%	77,31%	76,79%
50	0,21	4,83	0,00%	0,00%	77,31%	76,79%

Tabela 11 - Período, frequência e participação de massa nas direcções horizontais correspondentes aos primeiros 50 modos de vibração

Os primeiros 6 modos de vibração serão modos de translação associados a deslocamentos relativamente independentes nas duas direcções horizontais (ver da figura 35 à 40).

O primeiro modo de vibração será segundo x, com uma participação de massa de 41,63% em x. Seria de esperar à partida que a frequência fundamental do edifício se desse segundo esta direcção visto que a rigidez será menor, uma vez que os frontais se encontram na maioria na direcção perpendicular, tal como os barrotes. O segundo modo será então segundo y, com uma participação de massa de 46,41%. Os quatro modos seguintes serão modos de configuração mais complexa em planta e de vibração sempre de translação segundo estas duas direcções.

É de notar que nos primeiros modos existe uma clara independência entre os deslocamentos nas duas direcções principais em que o edifício se desenvolve, o que se pode também analisar através da discrepância de participações de massa nas direcções horizontais para cada modo. Isto faz supor que a rigidez do edifício se encontra distribuída de forma relativamente simétrica, o que está de acordo com a distribuição dos frontais. Assim, os problemas de torção global não serão muito graves, o que se deve também à falta de rigidez de distorção dos pisos no seu plano.

No fim destes primeiros seis modos de vibração a percentagem acumulada de participação em x será de 72,41% e em y de 56,55%. Daqui pode-se concluir, especialmente segundo x, que a vibração do edifício será bastante condicionada pelas translações horizontais associadas a estes modos.

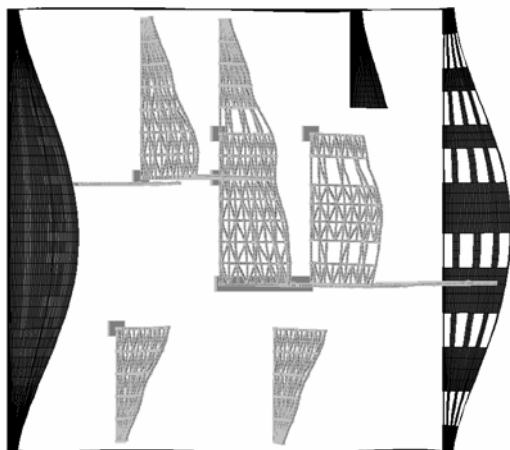


Fig. 36 - 1º modo de vibração, vista 3D do topo do edifício (factor de escala: 50)

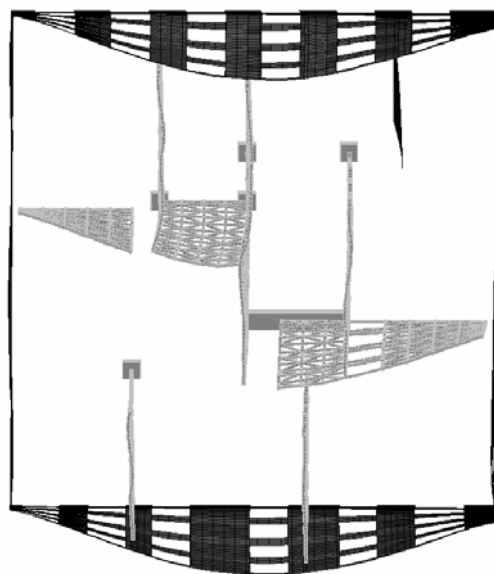


Fig. 37 - 2º modo de vibração, vista 3D do topo do edifício (f.e. 50)

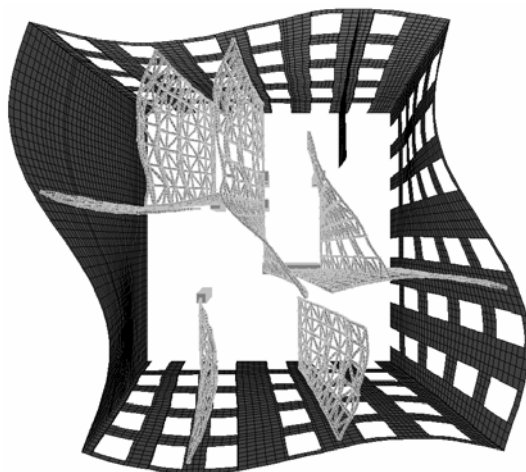


Fig. 38 - 3º modo de vibração, vista 3D do topo do edifício (f.e.: 50)

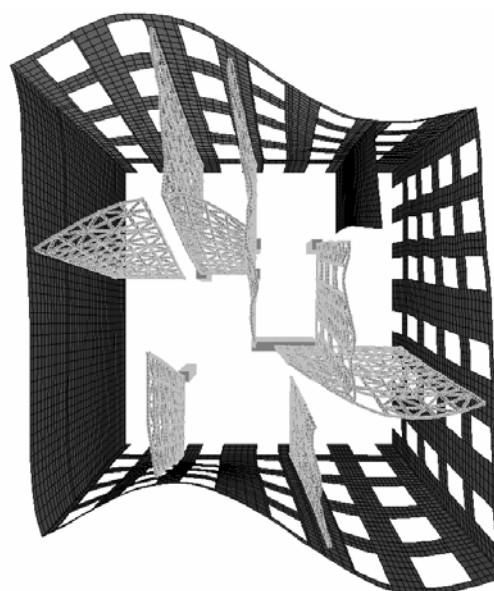


Fig. 39 - 4º modo de vibração, vista 3D do topo do edifício (f.e.: 50)

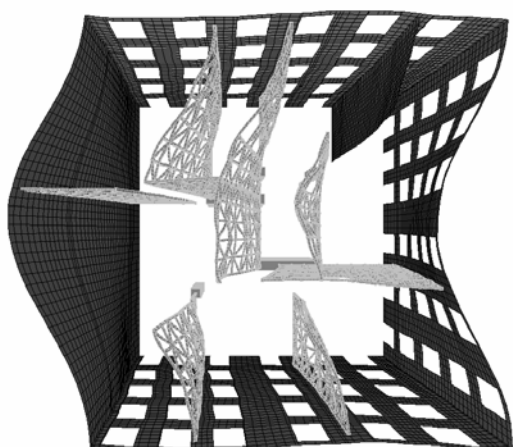


Fig. 40 - 5º modo de vibração, vista 3D do topo do edifício (f.e.: 50)

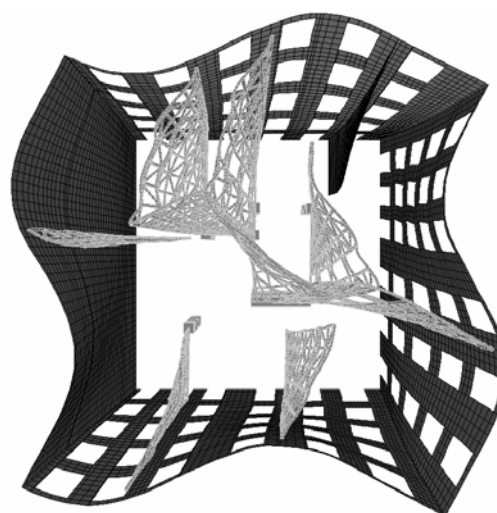


Fig. 41 - 6º modo de vibração, vista 3D do topo do edifício (f.e.: 50)

Os modos seguintes serão essencialmente modos localizados de vibração de frontais, associados a pequenas translações globais.

As primeiras vibrações serão associadas a modos de vibração segundo x. Nota-se nestes modos a existência de zonas distintas do edifício, que vibram de forma independente, com frequências próximas ou afastadas consoante as respectivas características de rigidez e de massa envolvida nessas configurações. Inicialmente começa por vibrar o frontal F7+F8, sendo que nos modos seguintes vibra a zona de frontais ligada à fachada de tardoz. Posteriormente passam a ser os frontais ligados à fachada principal. Os frontais F10+F11+F12, uma vez que estão próximos da parede de alvenaria e não estão directamente ligados às fachadas (onde descarregam as massas dos pisos), apesar de estarem mais perto dos frontais ligados à fachada de tardoz irão apresentar-se mais rígidos, vibrando para frequências ligeiramente mais elevadas.

Inicialmente, a vibração de cada frontal vai ter diferentes modos em altura, sendo que a partir do modo 12 se começa a denotar ligeiramente modos superiores no plano horizontal, no frontal F7+F8. Relativamente a modos de vibração dos frontais segundo x, este comportamento observa-se no 19º modo, mas começa a ter um peso maior a partir do 38º modo.

Este comportamento encontra-se representado nas figuras que seguem (das figuras 41 à 51).

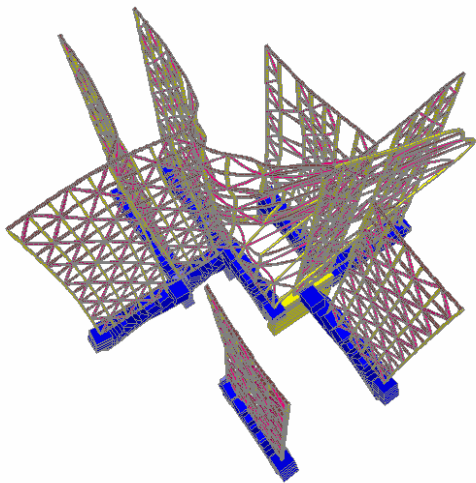


Fig. 42 - 7º modo de vibração - vista 3D dos frontais (f.e.:20) – 1º modo de vibração local

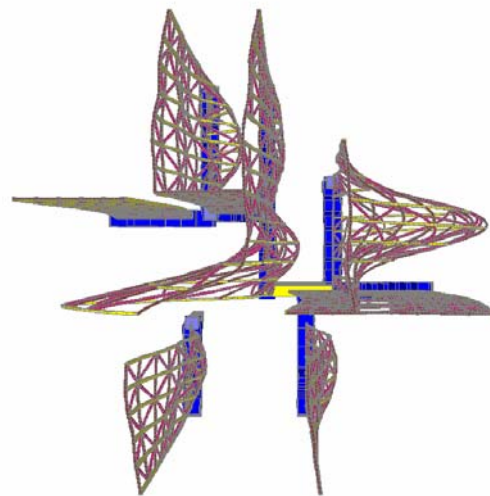


Fig. 43 - 9º modo de vibração - frontais - vista 3D do topo (f.e.: 20) – deformação associada essencialmente aos frontais ligados à fachada de tardoz

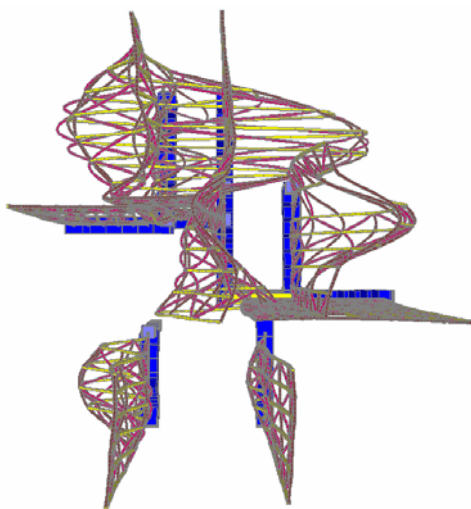


Fig. 44 - 13º modo de vibração - frontais - vista 3D do topo (f.e.: 20) – começa a verificar-se deformação nos frontais F5 e F9

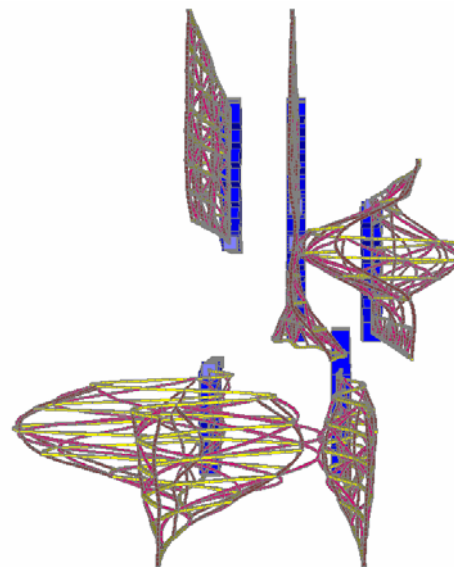


Fig. 45 - 14º modo de vibração - frontais - vista 3D do topo (f.e.: 15)

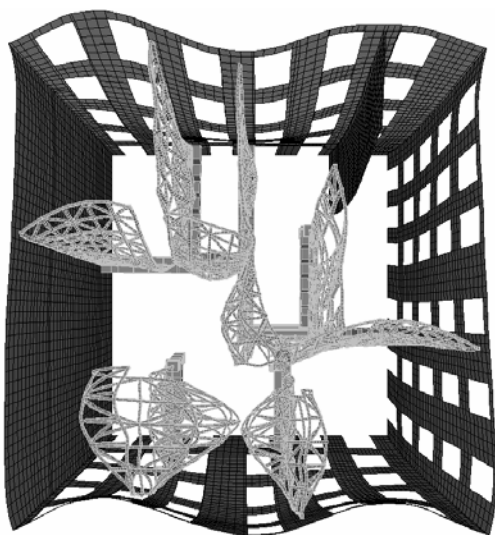


Fig. 46 - 19º modo de vibração – paredes de alvenaria e frontais - vista 3D do topo (f.e.: 30) – começam a notar-se deformação nos frontais segundo x

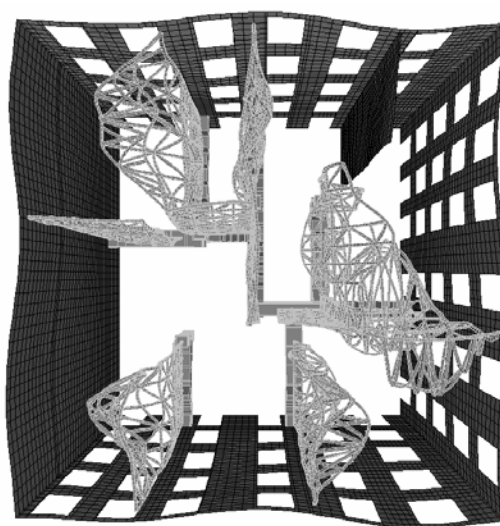


Fig. 47 - 40º modo de vibração - paredes de alvenaria e frontais - vista 3D do topo (f.e.: 30) – início da contribuição do frontal F3+F4 nos modos locais

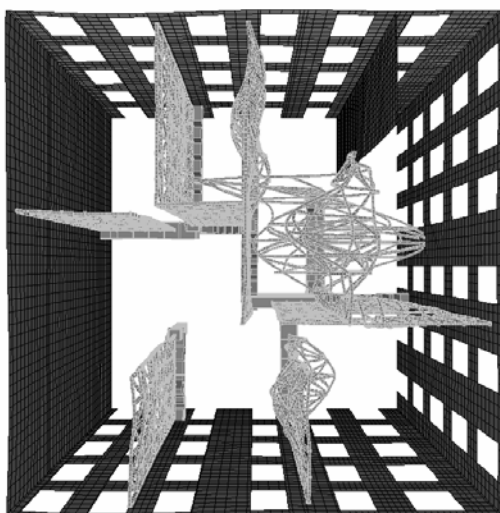


Fig. 48 - 49º modo de vibração - paredes de alvenaria e frontais - vista 3D do topo (f.e.: 15)

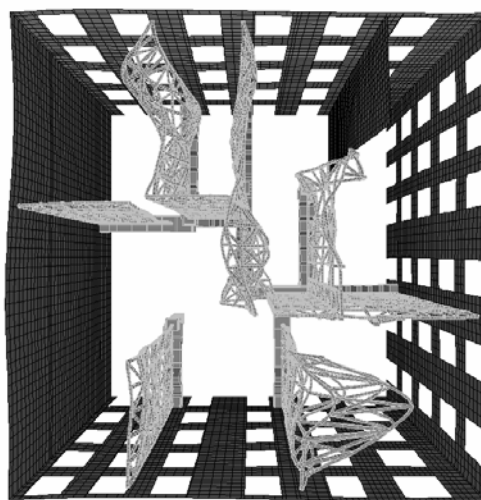


Fig. 49 - 50º modo de vibração - paredes de alvenaria e frontais - vista 3D do topo (f.e.: 20)

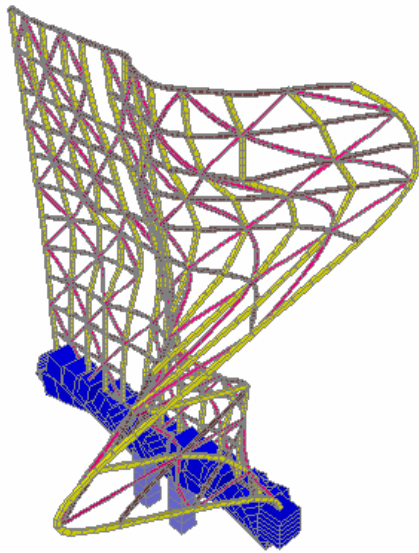


Fig. 50 - 12º modo de vibração – frontal f7+f8 (f.e.: 30)

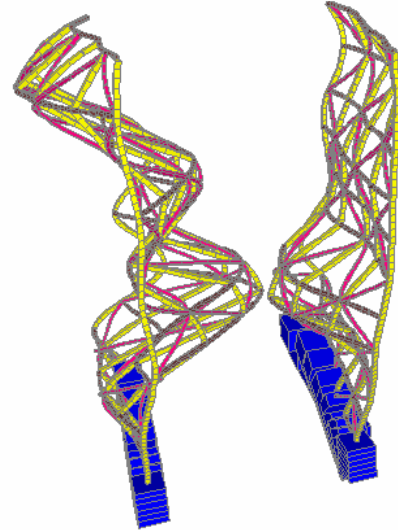


Fig. 51 - 19º modo de vibração – frontais f5 e f9 (f.e.: 30)

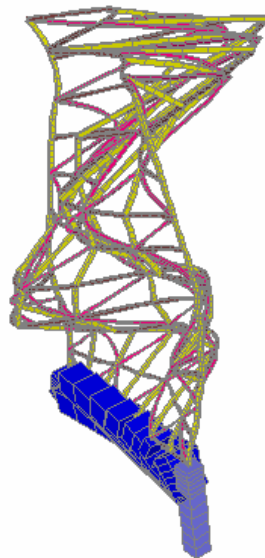


Fig. 52 - 44º modo de vibração – frontal f6 (f.e.: 30)

Outro factor a ter em conta são as deformações axiais dos pisos. Estas começam a ter lugar ao nível de alguns frontais por volta do 14º modo, sendo que no 29º modo de vibração já se dão globalmente. A partir do 44º modo os deslocamentos axiais tomam um papel predominante nas vibrações.

No entanto, os resultados relativos a este comportamento são pouco precisos. A frequência associada a esta deformação não será um dado certo à partida, uma vez que a rigidez das

tábuas de madeira, simulada pela introdução dos tarugos está a ser estimada sem dados experimentais sobre a mesma e poderá até exibir alguma variabilidade de edifício para edifício, consoante a disposição, afastamento, continuidade e entrega dos barrotes nas paredes de alvenaria (que condiciona a sua resistência à tracção e o nível da acção sísmica que induz efeitos não lineares nas ligações). Nos diferentes modelos efectuados no decorrer desta dissertação, notou-se que a alteração da posição e número dos tarugos, sobre a qual há um certo desconhecimento, sendo que tal não é extrapolável de edifício para edifício, irá influenciar significativamente este comportamento, tanto em termos de frequência como em termos da localização da deformação. Apenas se pode aferir que será um problema presente em diversos modos de vibração.

Este comportamento encontra-se resumido nas figuras seguintes (fig. 52 a 56).

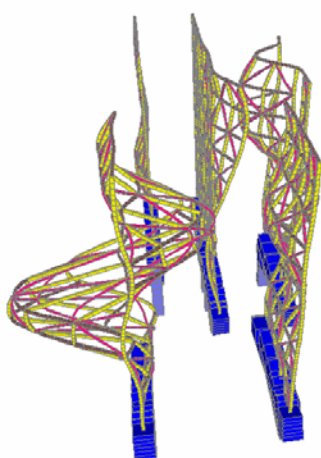


Fig. 53 - 14º modo de vibração, frontais segundo y (f.e.: 10)

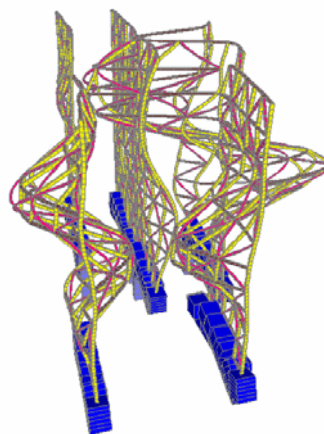


Fig. 54 - 15º modo de vibração, frontais segundo y (f.e.: 15)

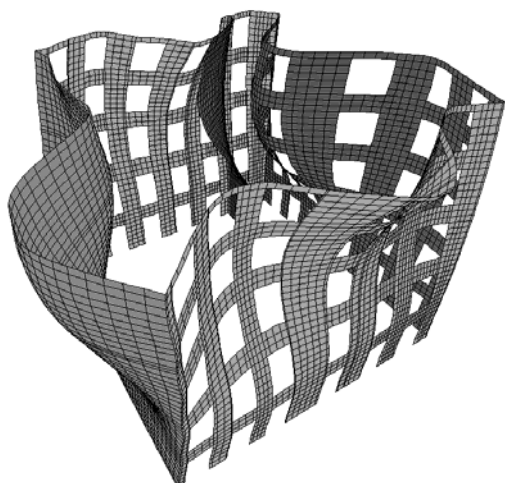


Fig. 55 - 29º modo de vibração, paredes de alvenaria (f.e.:100)

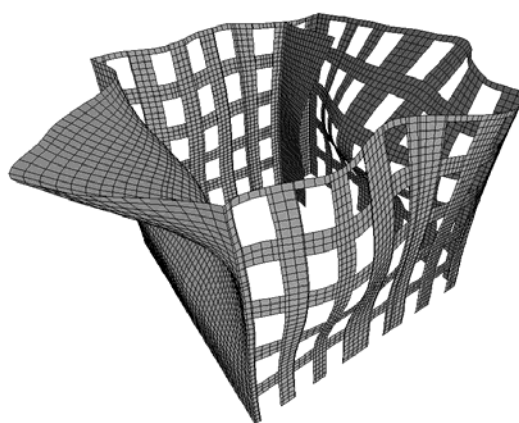


Fig. 56 - 42º modo de vibração, paredes de alvenaria (f.e.:100)

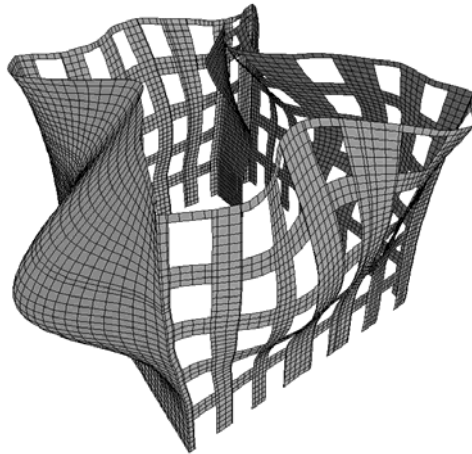


Fig. 57 - 44º modo de vibração, paredes de alvenaria (f.e.: 100)

Quanto ao facto de os frontais terem modos de vibração localizados, a explicação deste comportamento prender-se-á essencialmente com as simplificações de modelação, já que a massa se encontra localizada em pontos específicos e não distribuída por todo o edifício como acontece na realidade. Seja como for, as massas associadas não são significativas, pelo que não é plausível que estes modos tenham relevância para a segurança da estrutura.

Em todos estes modos nota-se que a deformação horizontal será semelhante nos diferentes pisos, sendo que aumentará em altura, havendo um grande acréscimo de deformação ao nível do piso superior, essencialmente a nível dos barrotes extremos. Este facto pode ser explicado pela consideração da cobertura como massa distribuída no contorno do piso superior, o que fará com que a massa existente neste nível seja consideravelmente superior à dos outros pisos.

Relativamente a torção, não se nota em nenhum dos modos analisados uma predominância de movimentos de torção, devido ao facto de os pavimentos não terem rigidez a este tipo de deformação.

Após analisar os primeiros 50 modos de vibração do edifício é possível tirar algumas conclusões sobre o seu comportamento:

- As maiores deformações do edifício serão especialmente condicionadas pelo último piso, mais concretamente a zona perto da envolvente, devido às grandes massas associadas ao telhado, que irão provocar deformações importantes;
- Apesar da falta de simetria do edifício, a torção global do mesmo não será significativa comparativamente com a translação, dada a falta de rigidez de distorção dos pisos; a torção apenas se dá de forma localizada, não afectando os pilares e paredes ao nível do piso térreo e apenas terá alguma relevância em modos superiores;

- O primeiro modo de vibração dar-se-à segundo x, já que é esta a direcção com menor rigidez;
- Existe uma grande falta de rigidez do pavimento segundo x, provocando modos significativos de deformações axiais do pavimento nesta direcção. É preciso ter noção que a rigidez das tábuas de soalho não está devidamente definida, sendo o número de tarugos colocados apenas uma estimativa. Assim, não se pode concluir com grande fiabilidade se este modo de vibração irá corresponder à frequência associada. De qualquer forma é necessário ter em conta que este será um ponto “fraco” da estrutura, aliás apoiado pelas observações no local, em que se pode observar o colapso do pavimento do edifício em vários pontos. Este será à partida um comportamento a ser melhorado pela introdução de reforços.

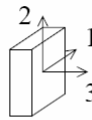
Analisando as frequências conjuntamente com os modos, é possível observar que existe uma proximidade, principalmente nas frequências mais baixas, de duas em duas frequências, caracterizadas por haver predominância numa direcção e depois na outra.

Nos modos analisados (50 primeiros modos), atinge-se cerca de 77% de participação de massa em ambas as direcções. Tendo em conta que apenas aos primeiros modos se associam participações de massa significativas, assume-se que esta participação de massa permite ter em conta o comportamento global da estrutura.

3.2. Elementos de Alvenaria – Fachadas, Empenas e Parede Interior

Para analisar as tensões actuates nos elementos de alvenaria, teve-se em conta a combinação de acções quase permanente e o efeito do sismo afectado do coeficiente de comportamento em separado. Assim é possível analisar o comportamento do edifício em situações correntes e em caso de sismo (neste caso vai analisar-se apenas o efeito do sismo afectado do seu coeficiente de comportamento; nos outros subcapítulos analisar-se-à a combinação sísmica).

Nos esquemas apresentados, a notação utilizada relativamente aos elementos de *shell* será a seguinte:



S_{ij} – tensão na faceta com normal paralela
ao eixo i , com a direcção do eixo j

Fig. 58 - Notação de eixos nos elementos de alvenaria [2]

3.1.1. Combinação quase permanente

Tensões normais

- Horizontais (S11)

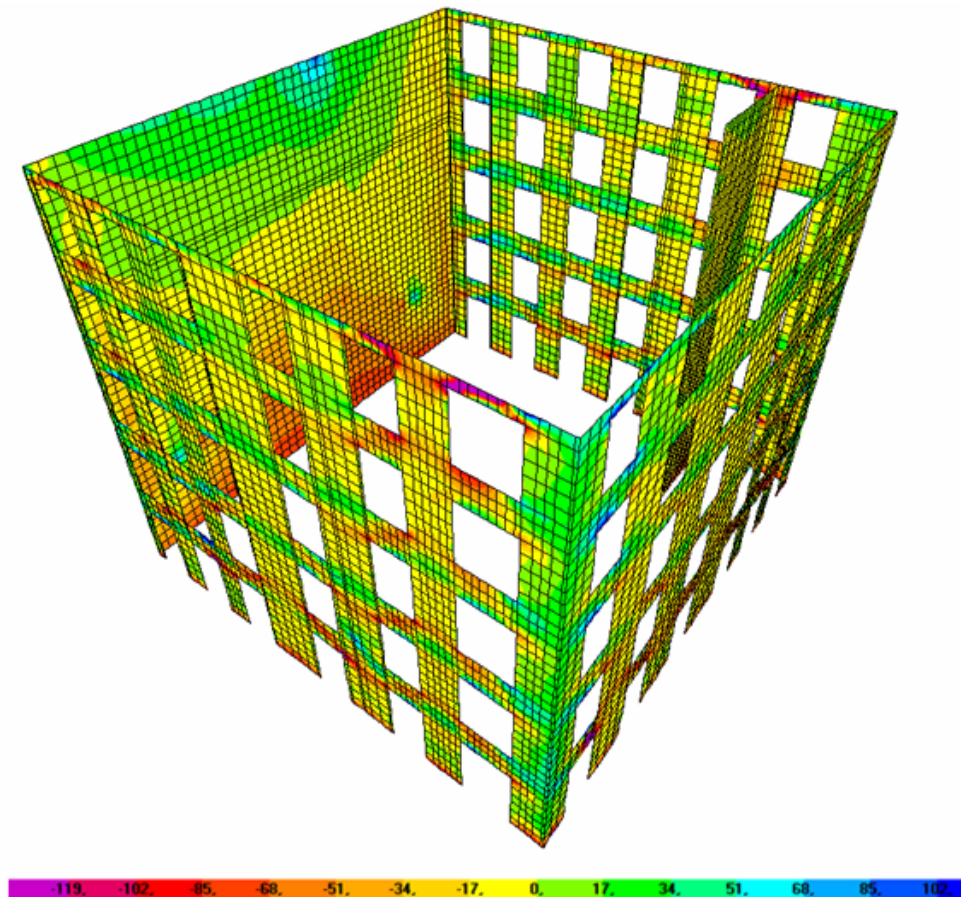


Fig. 59 - Mapa de tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) [kPa]

Analisando globalmente as tensões normais horizontais, é possível observar que as zonas mais sujeitas a tracções serão os vãos nas aberturas para janelas e as zonas de ligação fachada empena, ou fachada parede interior. As tracções nos vãos de abertura não se verificam na realidade, desenvolvendo-se este ponto posteriormente.

Especialmente na empena interior nota-se um decréscimo de tensão, passando de tracções para compressões em direcção ao piso térreo. Nos outros elementos esta mudança em direcção ao piso térreo é menos evidente, notando-se mesmo zonas pontuais de maior compressão na ligação à cobertura, onde são verificados os valores máximos de compressão. Outros picos de compressão verificam-se nos cantos das aberturas.

- Verticais (S22)

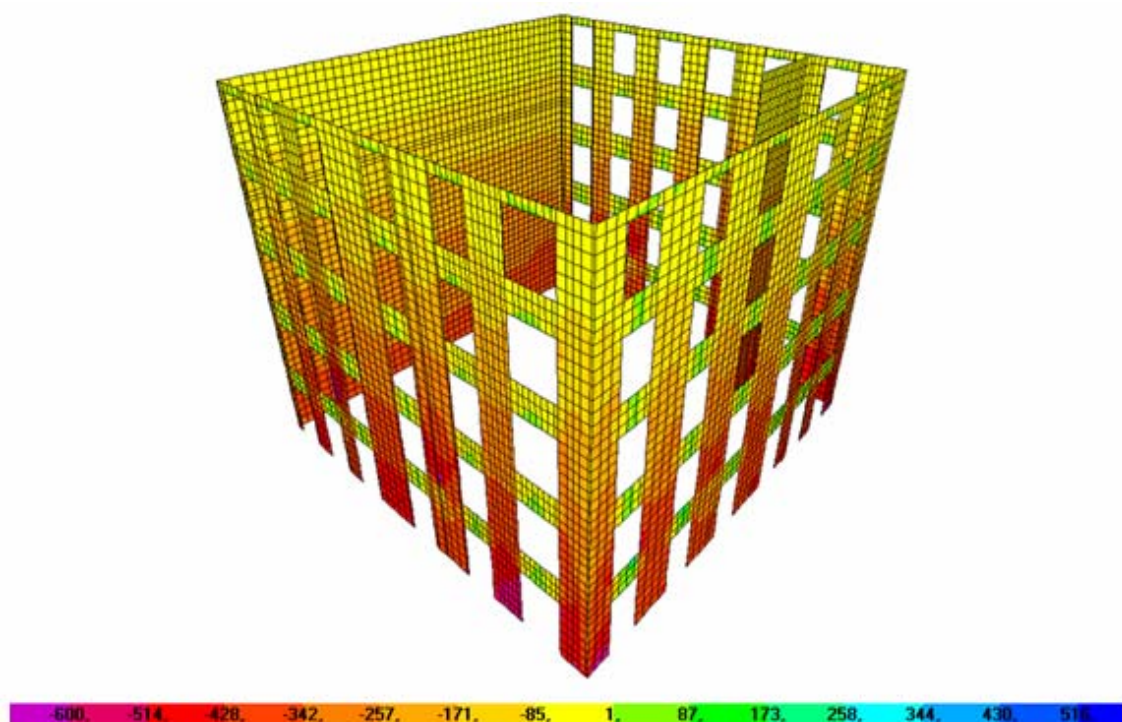


Fig. 60 - Tensões normais verticais (S22) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) [kPa]

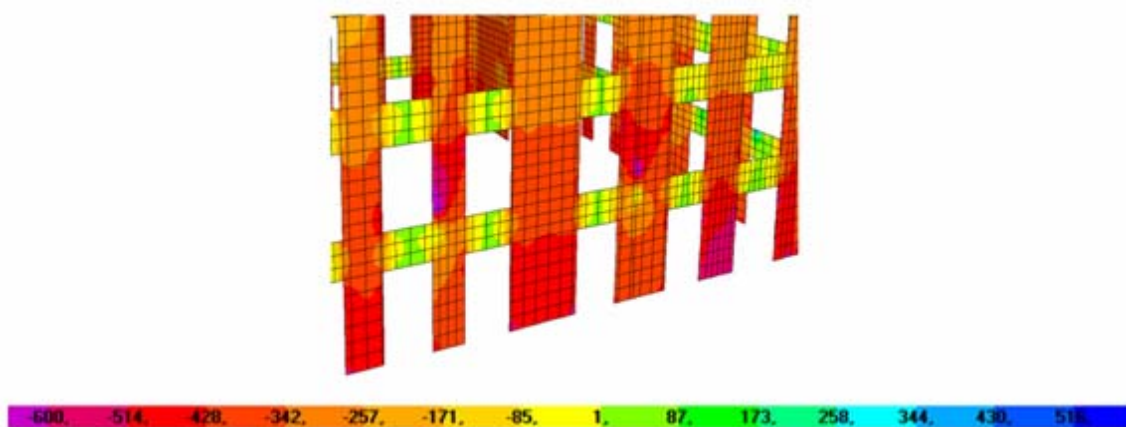


Fig. 61 - Tensões normais verticais (S22) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (Cargas verticais) – pormenor [kPa]

Analisando as tensões normais verticais, é notório o aumento de compressão em direcção ao piso térreo, nos elementos contínuos em altura. As tracções verificam-se quase exclusivamente nos elementos a vencer vãos de janelas. No pormenor (fig. 59) é ainda possível observar o efeito dos frontais a descarregar na alvenaria, gerando zonas concentradas de maiores tensões de compressão.

Tensões de corte

- No plano da parede (S12)

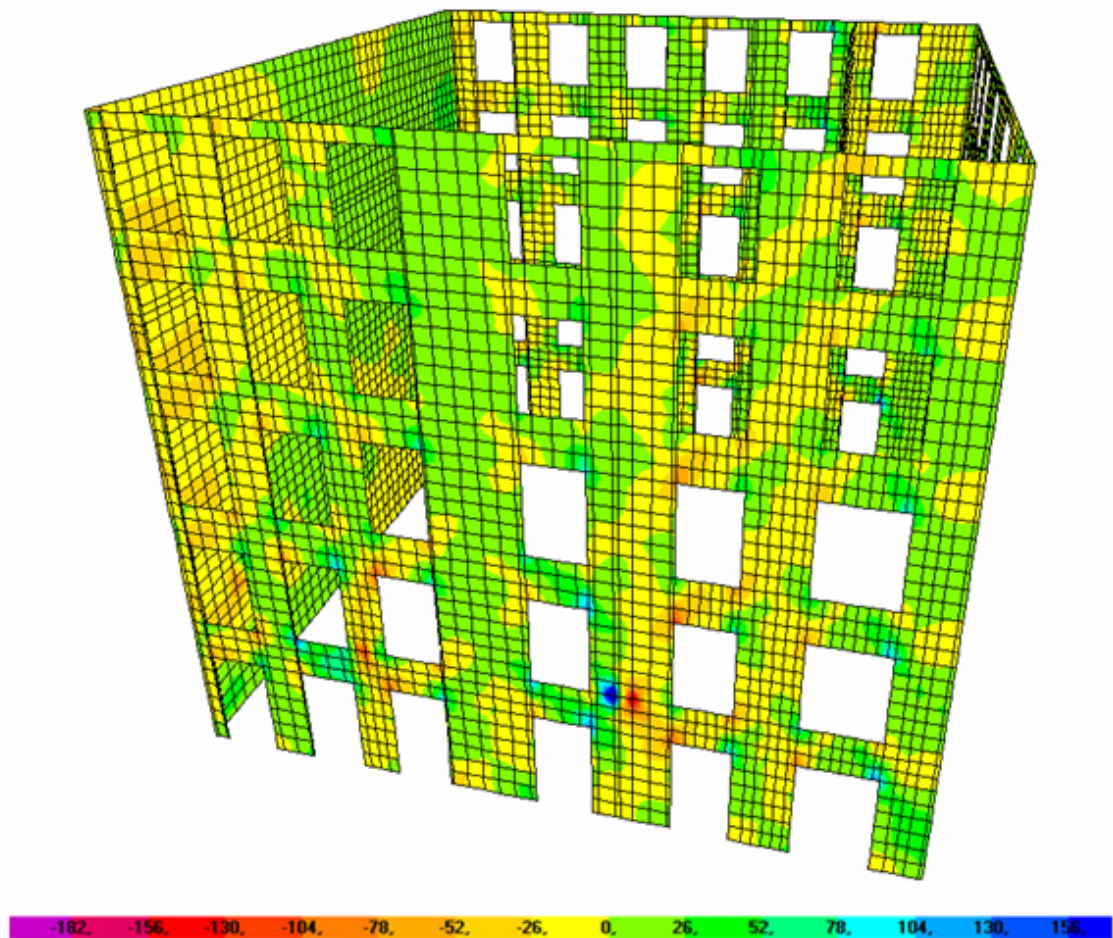


Fig. 62 - Tensões de corte no plano da parede (S12) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) [kPa]

As tensões de corte no plano da parede são relativamente uniformes ao longo do edifício, sendo que se notam picos nos cantos das aberturas.

- Fora do plano da parede
- S13

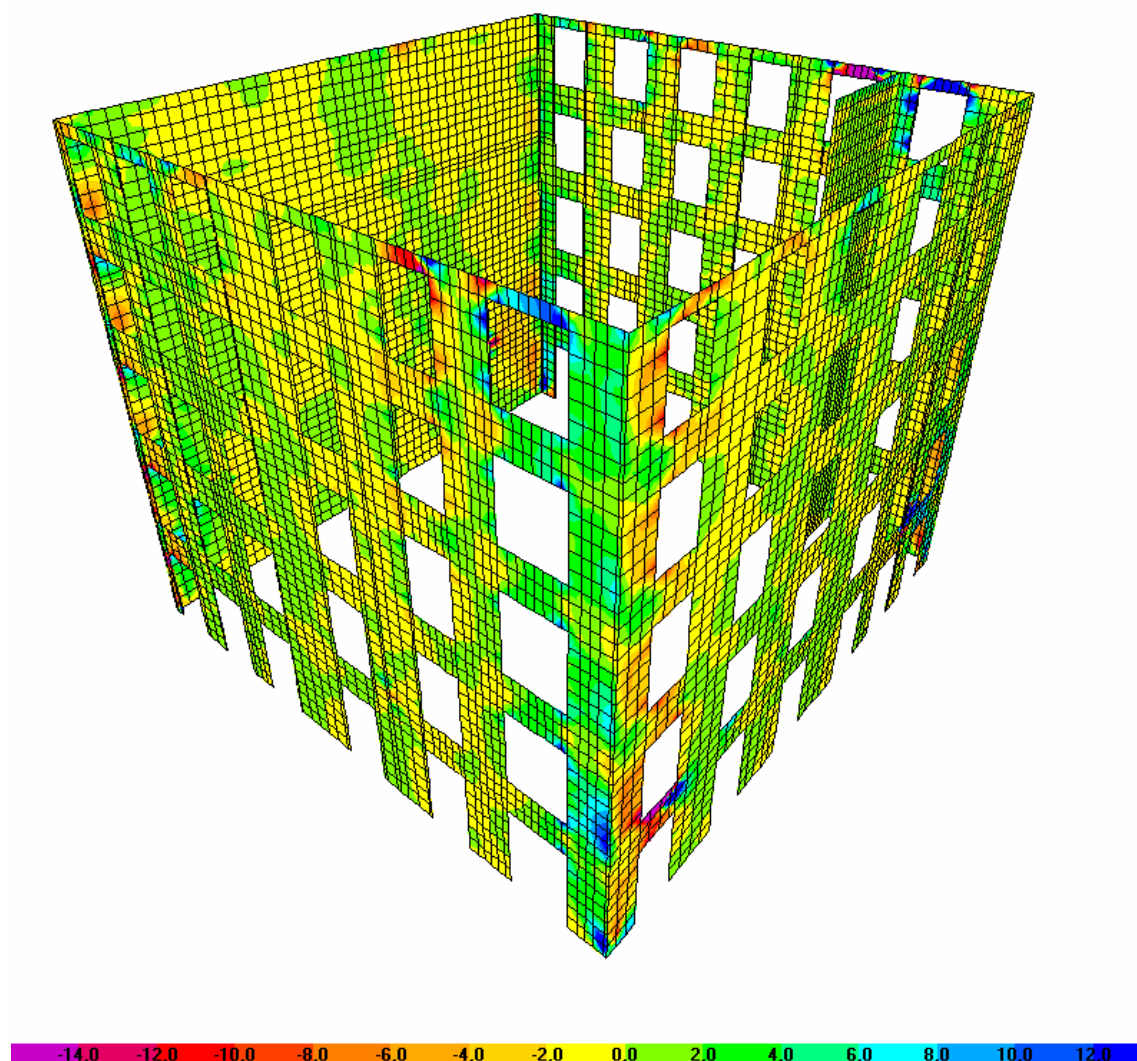


Fig. 63 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) [kPa]

As tensões de corte fora do plano da parede (S13) também são relativamente uniformes ao longo do edifício, observando-se picos nas zonas dos cantos, especialmente ao nível inferior, e em torno das aberturas superiores.

Convém referir que os valores são bastante baixos.

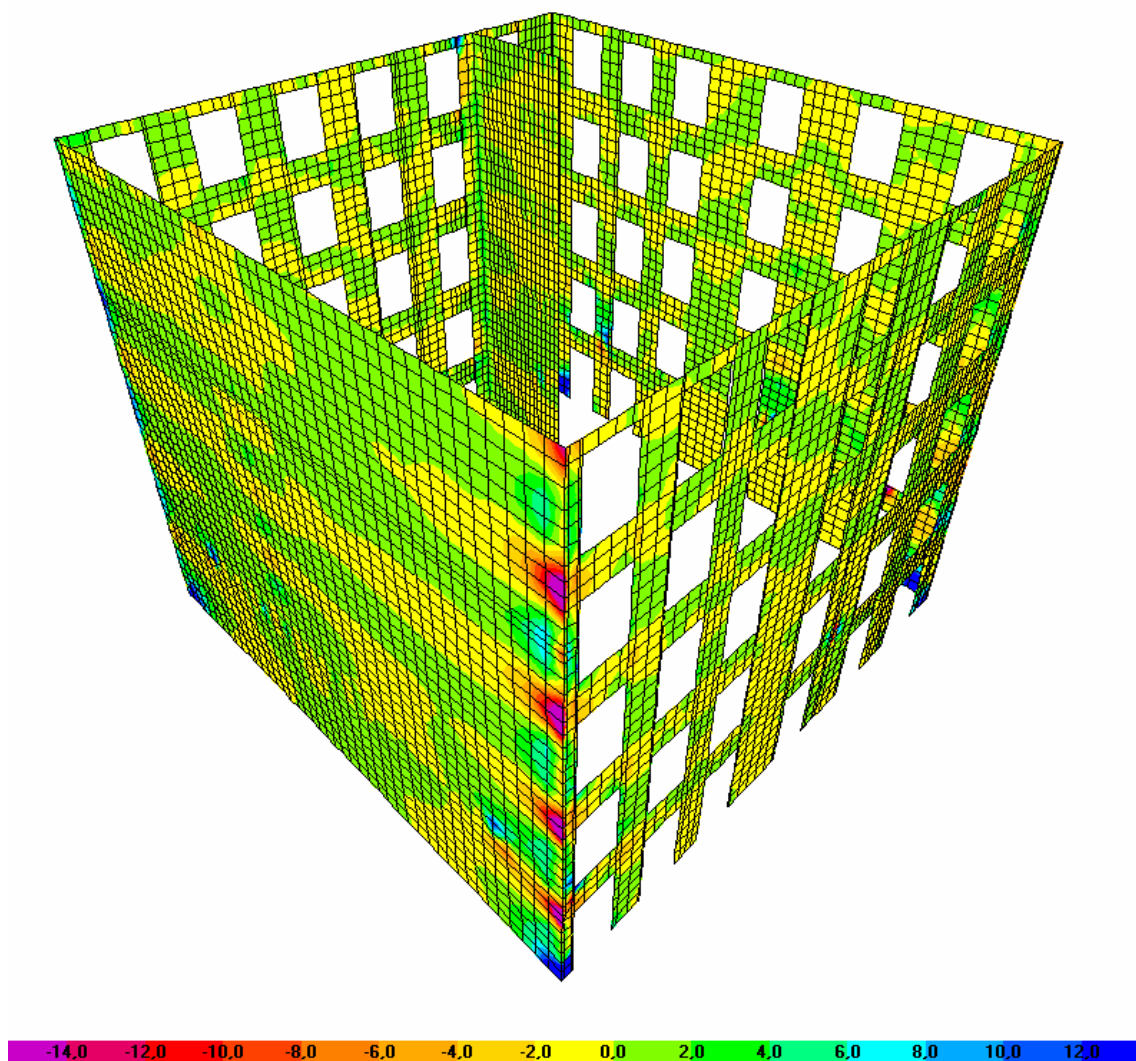


Fig. 64 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) [kPa]

As tensões de corte fora do plano da parede (S23) apresentam os maiores valores nas zonas de ligação de elementos de alvenaria (fachada - empena ou fachada - parede interior), havendo um acréscimo das mesmas ao nível do piso térreo. Ao redor das aberturas do primeiro piso, também se observam tensões superiores. No restante edifício estas são relativamente uniformes.

As cargas quase permanentes a actuar neste edifício são cargas gravíticas. Assim sendo, as tensões normais nos elementos verticais são de compressão e aumentam em direcção ao piso térreo, como seria de esperar. Devido às elevadas cargas no último nível, resultantes da

cobertura, este nível sofrerá um ligeiro aumento de compressão relativamente ao comportamento do restante edifício.

Uma vez que se admite que a alvenaria não resiste a esforços de tracção, as zonas problemáticas serão:

- A nível de tensões normais horizontais, as zonas de vãos relativos a aberturas para janelas (essencialmente a nível dos cantos) encontram-se sujeitas a tracções;
- Ainda relativamente a tensões de corte horizontais existe uma zona pontual de tracções na zona da empena interior correspondente à junção do frontal do piso térreo ao nível do primeiro piso;
- A nível de tensões normais verticais, as tracções dar-se-ão essencialmente ao nível dos vãos correspondentes a aberturas para janelas. Como seria de esperar nota-se uma compressão dos restantes elementos que aumenta à medida que se aproxima o nível do terreno;

Daqui pode concluir-se que, a nível de tracções, as zonas problemáticas serão essencialmente em redor das aberturas das janelas, nas ligações fachada-empena e na empena interior.

No entanto, de visita ao local, não existem danos aparentes ao nível das alvenarias, o que não é concordante com os resultados obtidos. De facto, na realidade, estas tracções podem originar problemas localizados, que não sejam possíveis de observar numa vista generalizada e que não tenham consequências relativamente ao comportamento do edifício. Para ter este aspecto em consideração dever-se-ia retirar os elementos traccionados, para aferir se estes influenciam o comportamento estrutural.

Quanto aos vãos para portas e janelas, a inexistência de danos, segundo a bibliografia, poderá dever-se às técnicas construtivas adoptadas: em alguns casos adoptavam-se arcos planos em blocos cerâmicos ou de pedra aparelhada a vencerem estes vãos, funcionando assim estas zonas em compressão. Porém, a existência destes arcos apenas pode ser confirmada retirando o recobrimento da alvenaria. Este ponto irá então tornar o modelo irrealista, já que não é tido em conta o efeito de arco. Desta forma não se irão considerar os valores de tracção nas zonas de vãos de portas e janelas para a verificação da segurança.

Analisando globalmente, as tensões normais verticais serão bastante mais significativas que as restantes.

Analisando as tensões verificadas com os limites admitidos para as paredes de alvenaria ($\sigma_{\text{compressão, máximo}} = 1,3 \text{ MPa}$; $\sigma_{\text{tracção}} = 0 \text{ MPa}$; $\tau_{\text{corte}} = 0,1 \text{ MPa}$), para as cargas quase permanentes não existem problemas a nível de compressões. Estes estarão especialmente associados a tracções que a alvenaria não tem capacidade de resistir, nas zonas acima indicadas. Quando à tensão de corte, o valor limite será ultrapassado pontualmente no caso do corte no plano, sendo que as zonas problemáticas serão os cantos das aberturas, e as zonas de ligação de elementos de alvenaria perpendiculares, onde se atingem tensões da ordem dos 160 kPa.

Mais uma vez estes resultados não serão compatíveis com a realidade, já que não se observam problemas na alvenaria do edifício em estudo. A explicação para este factor poderá estar relacionada com a modelação. Sendo que na modelação se considerou as cargas e massas concentradas nos frontais segundo x (perpendiculares aos barrotes) e existem apenas 3 frontais nestas condições, estas cargas estarão muito concentradas, descarregando essencialmente ao nível das fachadas de alvenaria, o que vai penalizá-las.

3.1.2. Sismo

Os resultados de tensões devidas ao sismo abaixo apresentados, devem-se já à consideração da acção sísmica tipo 2, afectada do respectivo coeficiente de comportamento (adoptou-se $\eta=1,5$). Convém referir que ao analisar as tensões na alvenaria para o sismo, se está a considerar apenas a acção sísmica e não a combinação sísmica. Para os restantes resultados considera-se a combinação sísmica.

Tensões normais

- Horizontais (S11)

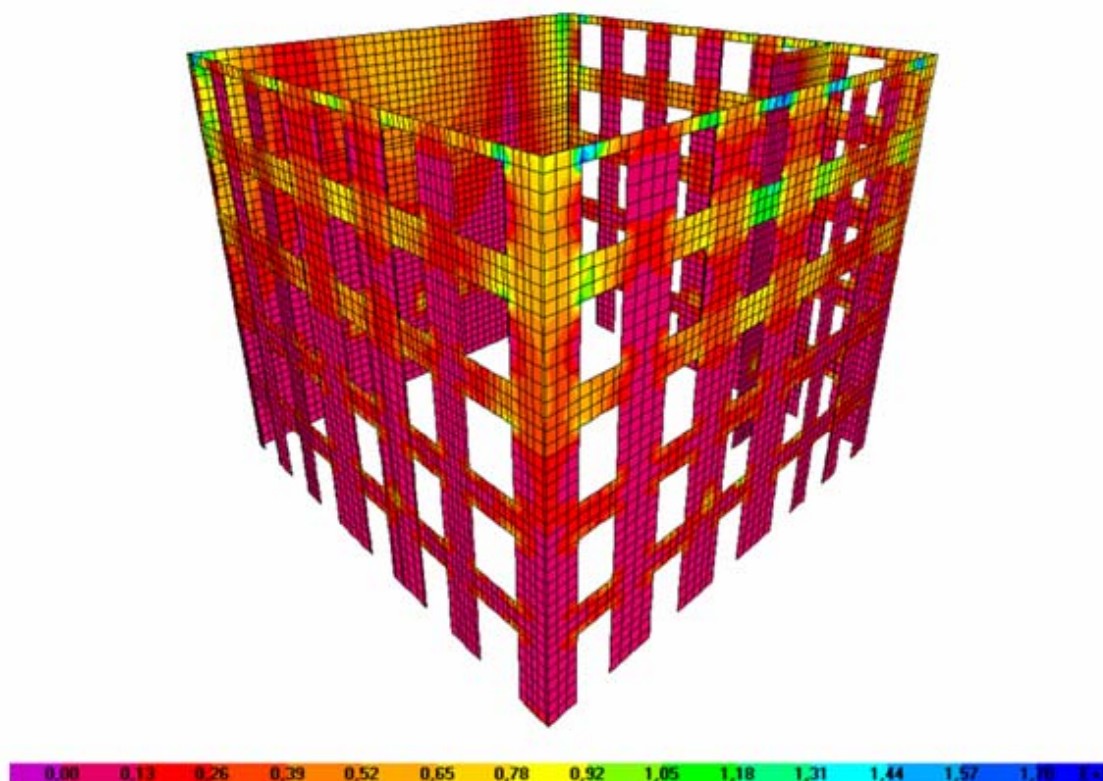


Fig. 65 - Tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo [kPa]

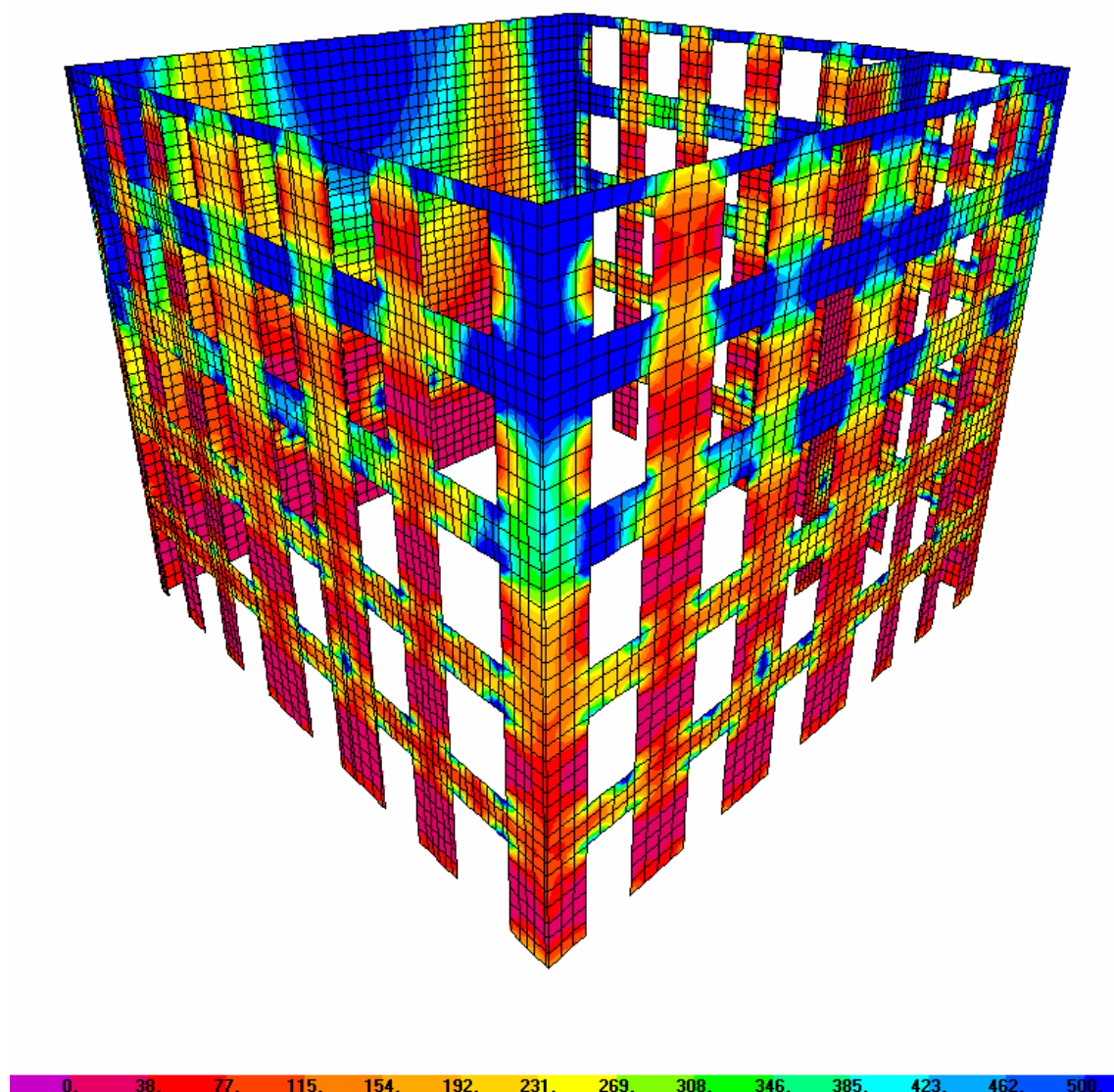


Fig. 66 - Tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo, com uma escala de cores diferente [kPa]

Analisando as tensões normais horizontais, nota-se um acréscimo acentuado em altura. Este acréscimo explica-se pela existência de maiores deslocamentos para fora do plano nos pisos mais elevados.

Os elementos a vencer vãos de janelas (especialmente nos cantos das aberturas) e as zonas de ligação de elementos de alvenaria perpendiculares continuam a ser mais solicitados. É possível ainda notar que os limites considerados para a resistência da alvenaria estão a ser largamente ultrapassados.

- Verticais (S22)

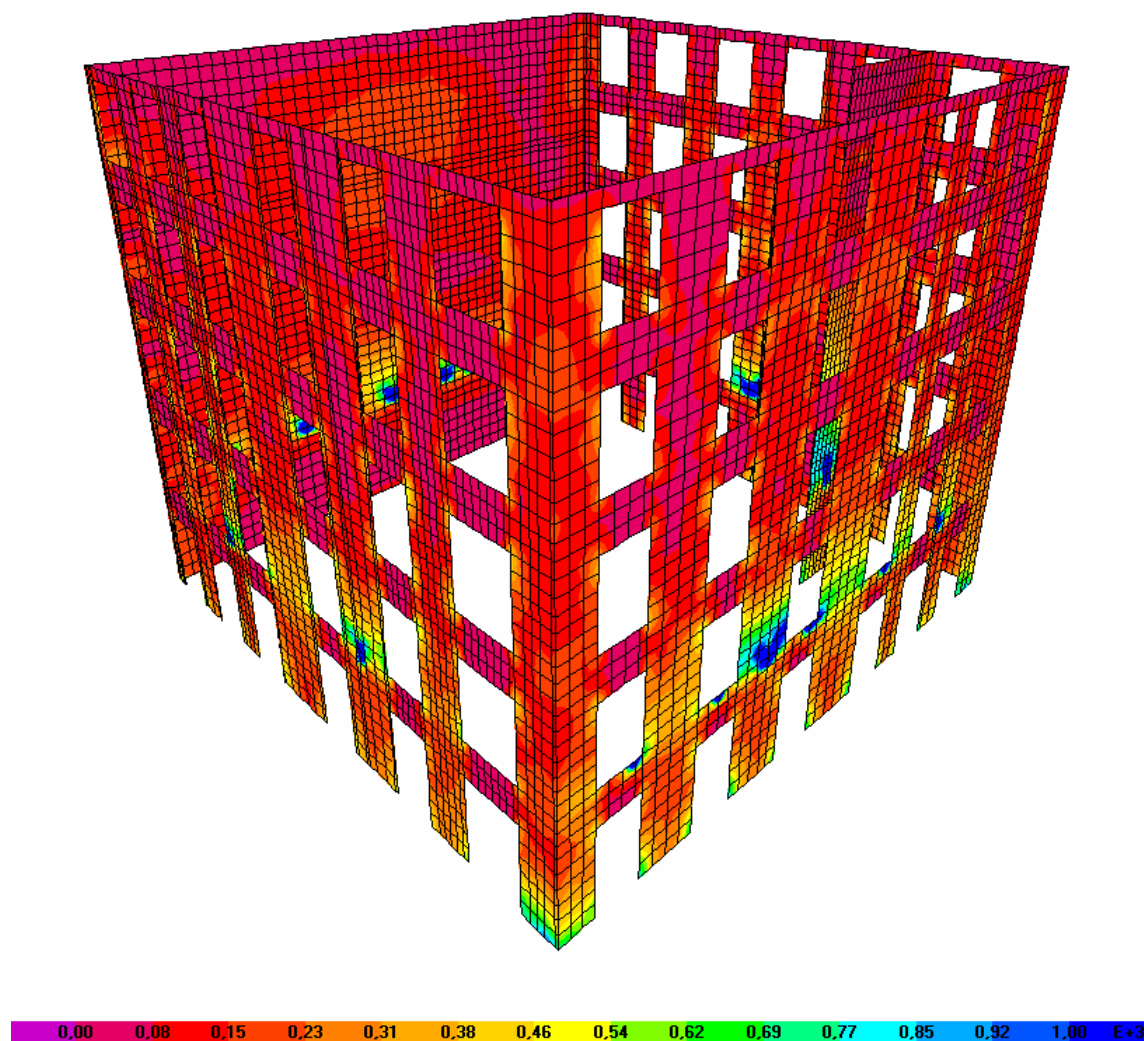


Fig. 67 - Tensões normais verticais (S22) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo [kPa]

Relativamente às tensões normais verticais nota-se um ligeiro acréscimo em direcção ao piso térreo. Nota-se ainda picos de tensão associados às ligações inferiores entre os frontais e a alvenaria. Os picos aparecem devido à modelação do edifício (ligações de corpo rígido entre os tarugos e frontais no piso térreo), pelo que os frontais irão descarregar tanto pela ligação directa à alvenaria, como pelos tarugos.

Serão estes últimos (picos) os casos mais condicionantes, sendo que as tensões devido ao sismo no restante edifício, somadas/subtraídas às tensões da combinação quase permanente de acções (obtendo assim a combinação sísmica), não irão solicitar a estrutura além da sua capacidade resistente.

Tensões de corte

- No plano da parede (S12)

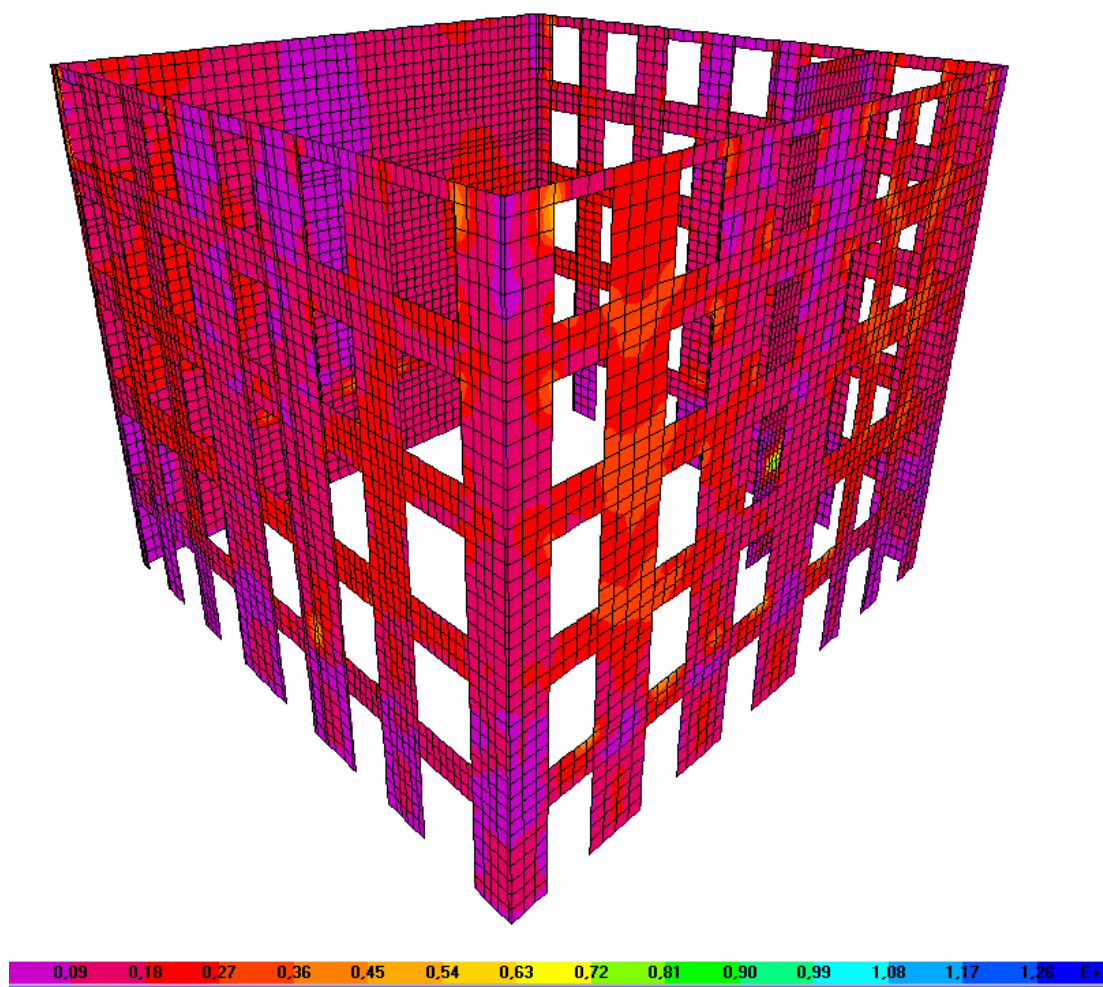


Fig. 68 - Tensões de corte no plano da parede (S12) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo [kPa]

Nota-se um aumento ligeiro das tensões nas zonas de ligação aos frontais, porém, este deve-se não à ligação dos frontais, mas sim à concentração de massa nos mesmos. Para comprovar este facto, retiraram-se as ligações frontal-alvenaria de um dos frontais, mantendo a massa, sendo que o resultado obtido será semelhante ao aqui apresentado.

Tal como acontece anteriormente, a alvenaria a vencer os vãos de janelas encontra-se mais solicitada. Também é de notar o aumento de tensões na empena interior, nas zonas mais afastadas das ligações com outros elementos.

É notório outro factor: a tensão ao nível do piso térreo é inferior às verificadas nos pisos superiores. Uma vez que no piso térreo existem pilares e paredes de alvenaria no interior, há uma redistribuição de esforços entre os vários elementos estruturais, aliviando assim a alvenaria envolvente. Os menores deslocamentos para fora do plano também irão contribuir para este decréscimo.

- Fora do plano da parede
- S13

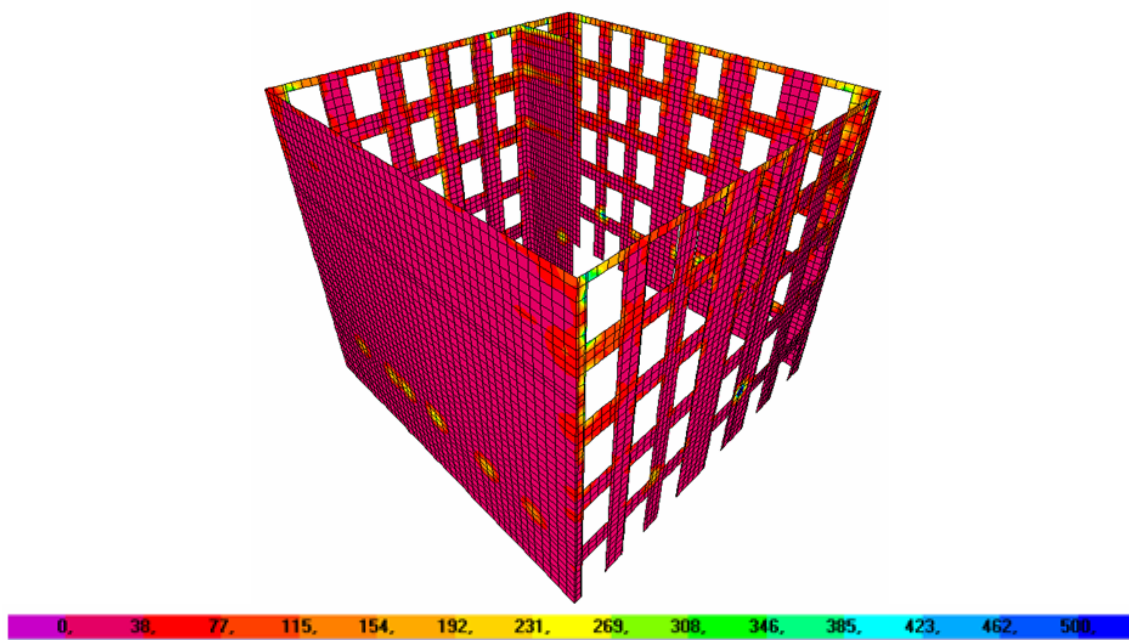


Fig. 69 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo [kPa]

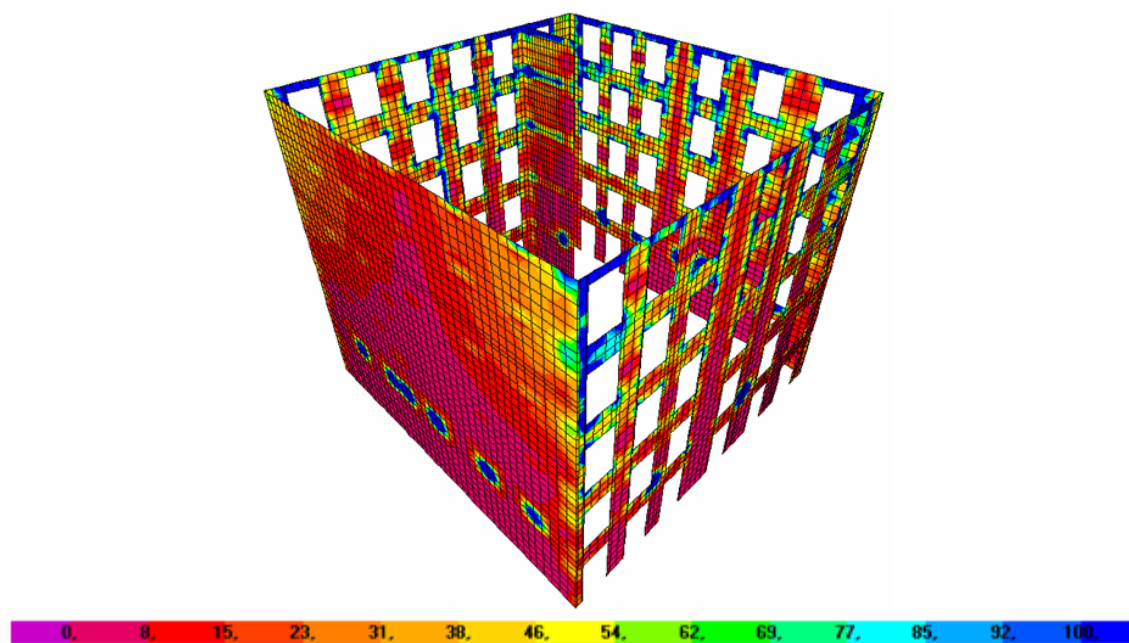


Fig. 70 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo, com uma escala de cores diferente [kPa]

As tensões de corte fora do plano da parede S13 têm picos na zona superior do edifício, ao longo dos cantos. Também se notam picos de tensão ao nível do primeiro piso, já explicados anteriormente. Os valores excedem a resistência ao corte considerada para a alvenaria, apenas para o sismo, pelo que numa combinação em que o sismo esteja a esforçar no mesmo sentido das cargas verticais a resistência será ultrapassada.

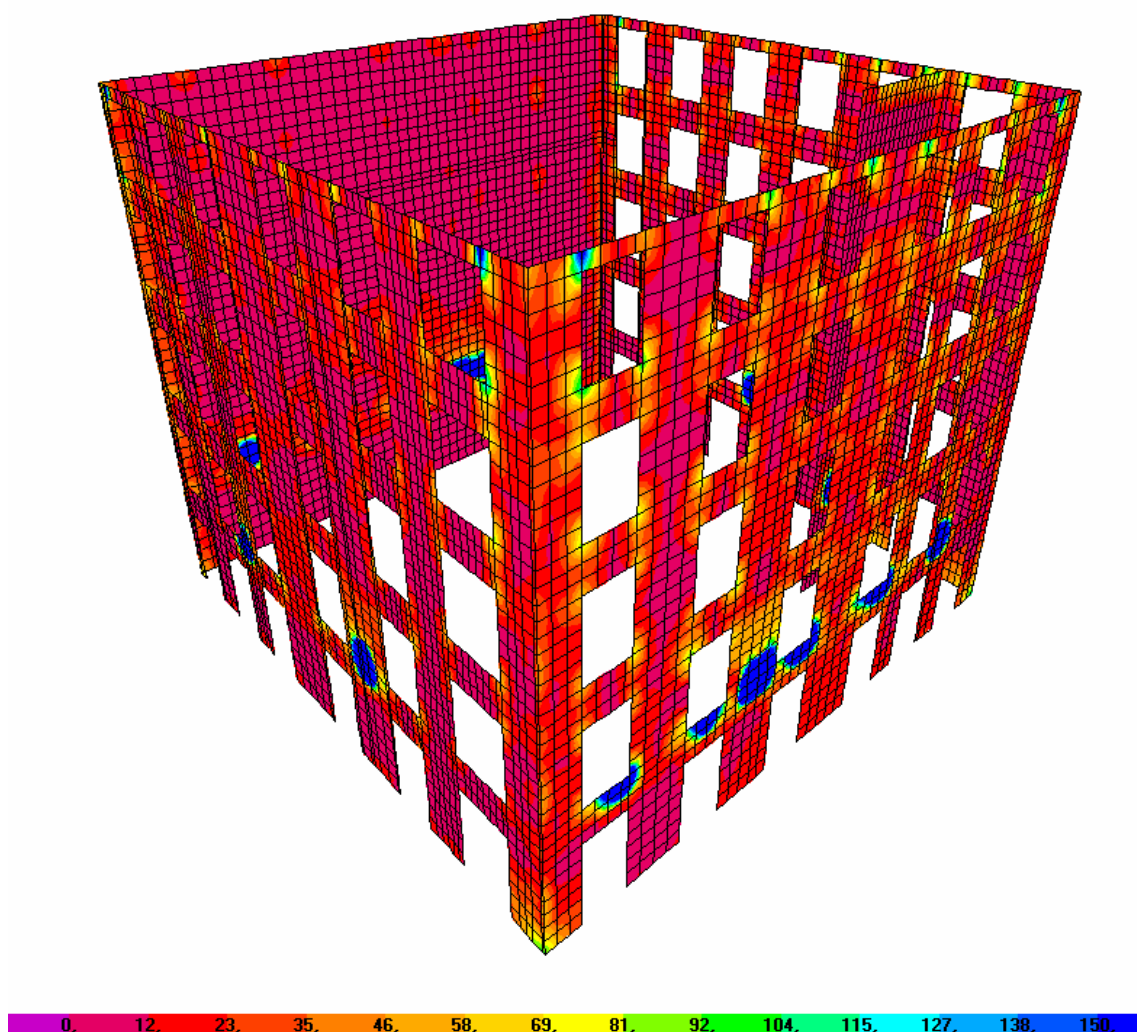


Fig. 71 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo, com outra escala de cores [kPa]

As tensões de corte fora do plano da parede (S23) têm picos pontuais na ligação dos tarugos no primeiro piso, e ligação dos frontais imediatamente acima do primeiro piso. Também se notam picos, se bem que inferiores, nos cantos das aberturas e nas zonas de ligação de elementos de alvenaria perpendiculares.

Tirando os picos no primeiro piso, as tensões devidas apenas ao sismo são relativamente uniformes e abaixo da resistência do edifício.

Analizando agora os resultados finais, para a combinação sísmica (ou seja, as tensões nas alvenarias devido às cargas quase permanentes somadas ou subtraídas das tensões devido ao sismo), pode-se observar que as alvenarias não irão resistir ao sismo em estudo, excendendo as tensões máximas admitidas.

O maior problema das alvenarias corresponde aos valores máximos atingidos pelas tensões normais horizontais (S11). As zonas mais esforçadas, considerando o sismo a traccionar os elementos, serão os cantos das aberturas (com tensões da ordem de 1700kPa), zonas de ligação empena-alvenaria e zona superior do edifício, especialmente a nível da empena interior. As tensões elevadas em altura dever-se-ão a deslocamentos horizontais elevados no último piso, onde se acumula maior quantidade de massa. No caso do sismo contribuir para a compressão das alvenarias, os cantos das aberturas irão exceder a tensão de compressão limite.

Relativamente às tensões normais verticais (S22), as tensões serão excessivas, especialmente nas zonas de ligação dos frontais e tarugos à alvenaria, ao nível do primeiro piso (picos locais), que ficarão excessivamente traccionadas ou ultrapassarão o limite admissível à compressão. Também se registam problemas de tracção ligeiros na zona superior do edifício.

A tensão tangencial no plano da parede (S12) irá ultrapassar os 100kN de forma relativamente uniforme na maioria do edifício. Mais uma vez, a zona dos cantos de aberturas serão as mais vulneráveis.

Quanto às tensões tangenciais fora do plano da parede, apenas se observam tensões superiores a 100kPa no caso das tensões S13, verificando-se as mesmas nas ligações empena-fachada e no nível superior do edifício.

Analizando globalmente, a alvenaria estará especialmente solicitada na zona superior do edifício, sujeita a deslocamentos horizontais elevados em caso de sismo. Outras zonas vulneráveis serão as zonas de ligação empena-fachada, os cantos das aberturas.

Também existem problemas de picos de tensão na ligação dos frontais e tarugos à alvenaria, no primeiro piso. A magnitude deste problema poderá estar a ser aumentada devido à modelação do primeiro piso, sendo que este é de alvenaria, havendo uma maior distribuição de esforços, segundo o mesmo, do que está a ser modelado.

3.3. Pilares

Dos resultados obtidos para a combinação sísmica para os esforços nos pilares, apresenta-se na tabela 12 os valores de tensão normal máxima e mínima devido à combinação sísmica ($\sigma_{\text{máx}}$ e $\sigma_{\text{mín}}$, respectivamente), a tensão normal devido à combinação quase permanente (σ_{CQP}), a tensão tangencial máxima devido à combinação sísmica (τ) e a tensão tangencial limite a que o pilar consegue resistir (τ_{limite}), para cada um dos pilares.

	$\sigma_{\text{máx}}$ (kPa)	$\sigma_{\text{mín}}$ (kPa)	σ_{CQP} (kPa)	τ (kPa)	τ_{limite} (kPa)
P1	-386,12	-1886,92	-1105,68	0,20	531,70
P2	94,99	-3667,22	-1845,84	-0,43	753,75
P3	-551,53	-1837,12	-1226,74	0,37	568,02
P4	-529,97	-1904,12	-1249,33	0,37	574,80
P5	-382,46	-1999,30	-1230,90	0,52	569,27
Pilar-parede	-168,40	-2187,58	-1162,92	2,77	548,88

Tabela 12 - Tensões nos pilares

Inicialmente, é possível observar que não existem problemas relativos a tensões de corte, que se encontram significativamente abaixo das tensões de corte limite. O problema dos pilares será então relativo a tracções e compressões demasiado elevadas.

Em termos de tracção, apenas o pilar P2 estará sujeito às mesmas. Mais uma vez se relembra que não se considera qualquer resistência à tracção por parte dos mesmos. É possível relacionar esta resposta com o facto de ser um pilar que sustenta um frontal perpendicular aos barrotes. Relembrando que a estes frontais estarão associadas massas e pesos elevados, será esta a explicação das tensões elevadas transmitidas aos pilares. Daqui também se observa que o pilar P2 irá suportar duas das três paredes de frontal nestas condições, daí apresentar os esforços mais elevados. Convém relembrar novamente que esta distribuição de pesos/massas é aproximada, podendo-se dizer que o modelo estará a penalizar excessivamente os pilares face ao comportamento real da estrutura, onde as cargas e massas terão uma distribuição mais uniforme.

Quanto à outra parede de frontal perpendicular aos barrotes (F3+F4), esta irá descarregar sobre o pilar-parede, sendo que devido à sua elevada secção não estará tão solicitado pelas cargas/massas como os restantes pilares.

3.4. Frontais

Apresenta-se na tabela 13 os esforços de tracção máximos ($N_{\text{tracção,máx}}$), tensões normais de compressão máximas ($\sigma_{\text{comp,max}}$) e mínimas ($\sigma_{\text{comp,min}}$) e percentagens de elementos traccionados verificadas nos prumos e diagonais de cada frontal, para a combinação sísmica.

		$N_{\text{tracção,máx}}$ (kN)	$\sigma_{\text{comp,max}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{comp,min}}$ (MPa)	% elementos traccionados
F1	Prumos	16,54	-18,66	17,34	25,38%
	Diagonais	24,74	-8,07	5,60	100,00%
F2	Prumos	-1,06	-12,89	4,96	21,95%
	Diagonais	32,06	-7,43	5,25	100,00%
F3+F4	Prumos	37,30	-18,33	12,06	34,62%
	Diagonais	32,90	-12,95	12,61	0,42%
F5	Prumos	-0,07	-8,58	5,08	58,08%
	Diagonais	15,05	-5,80	5,13	100,00%
F6	Prumos	-0,07	-12,89	7,16	33,84%
	Diagonais	20,23	-7,32	7,61	85,71%
F7+F8	Prumos	5,45	-12,38	9,09	41,36%
	Diagonais	33,00	-10,14	10,21	53,23%
F9	Prumos	-0,07	-10,84	7,33	61,45%
	Diagonais	25,42	-6,61	5,98	100,00%
F10+F11+F12	Prumos	0,69	-11,82	5,09	55,51%
	Diagonais	21,12	-8,56	7,64	97,81%

Tabela 13 - Esforço axial, tensões e % de elementos traccionados nos frontais

Observando a percentagem de diagonais traccionadas no conjunto das combinações sísmicas (sismo na somar ou a subtrair à combinação quase permanente), é possível perceber que para cada combinação sísmica sensivelmente metade das diagonais estará traccionada. Sendo que na realidade estes elementos não conseguem trabalhar à tracção, estes resultados vão de encontro à modelação efectuada, em que se reduziu a área das diagonais para metade, ou seja, realmente apenas metade das diagonais estará a contribuir para a resistência do edifício. Relativamente às tensões de compressão, estas estarão sempre dentro dos limites de resistência da madeira (50 MPa), pelo que os frontais têm capacidade suficiente para resistir aos mesmos em caso de sismo.

3.5. Frontais - Forças de arranque

Na tabela 14 apresentam-se as forças máximas de arranque nas diferentes ligações dos frontais às alvenarias. A designação atribuída a cada ligação encontra-se representada na figura 73.

	F _{arranque} (kN)											
	A	1	2	B	3	4	C	5	6	D	7	E
F1	-	17,71	8,21	6,47	0,40	11,17	1,36	10,34	5,16	8,89	6,55	24,98
F4	-	13,67	17,06	6,11	3,48	8,65	1,75	9,22	8,83	4,86	9,91	23,46
F5	-	8,66	2,38	4,51	2,34	6,97	2,51	5,65	4,49	3,92	4,96	11,81
F6	-	15,09	4,38	3,69	5,53	3,00	4,53	4,21	6,30	6,91	10,75	26,00
F8	-	11,56	15,45	5,91	4,12	6,48	9,06	8,06	4,72	13,82	13,45	26,68
F9	-	8,23	6,32	4,30	1,48	7,00	1,67	5,59	3,73	3,98	3,59	12,36

Tabela 14 - Forças de arranque máximas para as combinações sísmicas, nas diferentes ligações dos frontais à alvenaria

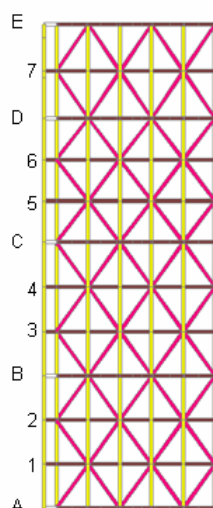


Fig. 72 - Definição da designação dos diferentes níveis de ligação do frontal à alvenaria

Observando os resultados obtidos, primeiramente pode-se constatar que os esforços de arranque serão significativamente maiores na ligação do último piso. Isto mais uma vez é facilmente explicado pelos grandes deslocamentos ao nível do último piso.

Também os maiores deslocamentos explicam a diferença entre os esforços nos frontais ligados à fachada principal e dos frontais ligados às outras paredes de alvenaria. No caso das outras paredes de alvenaria os frontais estão numa zona mais central, estando ainda isolados no caso das empenas, sendo assim sujeitos a maiores deslocamentos.

No geral, os valores estão acima do máximo admitido para a resistência das ligações (10kN), pelo que será um dos problemas de resistência do edifício.

Nota-se ainda que ao nível dos pisos, existe uma maior uniformidade dos valores do que nas ligações entre pisos, o que se deve a uma redistribuição de esforços pelos elementos de piso.

3.6. Barrotes – Forças de arranque

Nos tabelas 15 e 16 apresentam-se as forças de arranque máxima, mínima e média, bem como a percentagem de ligações traccionadas e o número de ligações que ultrapassam a tracção máxima considerada (10kN) para a fachada principal e para a fachada de tardoz, respectivamente, ao nível de cada piso.

	Fachada Principal				
	F _{máx} (kN)	F _{min} (kN)	F _{médio} (kN)	% elementos traccionados	nº elementos traccionados acima do limite admitido
1º piso	10,14	-6,69	0,98	95,24%	1
2º piso	5,26	-3,36	0,70	100,00%	0
3º piso	6,71	-5,44	0,38	100,00%	0
4º piso	8,78	-8,35	0,36	100,00%	0
5º piso	14,14	-16,92	0,25	100,00%	5

Tabela 15 - Forças de arranque nos barrotes, na ligação com a fachada principal

	Fachada de tardoz				
	F _{máx} (kN)	F _{min} (kN)	F _{médio} (kN)	% elementos traccionados	nº elementos traccionados acima do limite admitido
1º piso	8,89	-3,49	1,51	95,2%	0
2º piso	23,49	-18,28	0,71	100,0%	2
3º piso	50,51	-47,52	0,58	100,0%	2
4º piso	72,01	-73,87	0,46	100,0%	4
5º piso	72,37	-81,66	0,37	100,0%	5

Tabela 16 - Forças de arranque nos barrotes, na ligação com a fachada de tardoz

Relativamente às forças de arranque e na ligação com a fachada principal, nota-se que estas rondarão os 10 kN à tracção, o máximo admitido, sendo que na maioria dos casos este valor não é ultrapassado.

Na fachada de tardoz nota-se a existência de casos pontuais com valores bastante elevados. Uma vez que existe uma maior concentração de massas perto desta fachada, compreende-se estes valores mais elevados.

Mais uma vez se nota que o último piso será o mais esforçado, pelos factores anteriormente referidos.

De ambos os resultados, relativos às forças de arranque nos barrotes e nos frontais, pode-se constatar que as ligações dos elementos de madeira às paredes de alvenaria poderão

condicionar significativamente a ruptura do edifício em caso de sismo, sendo que as ligações se encontram, em geral, traccionadas. Assim sendo, será necessário garantir a capacidade de resistência destas ligações para evitar o colapso do edifício devido à rotura das mesmas. Convém voltar a referir que se desconhece a natureza destas ligações, não havendo certezas quanto à sua real capacidade resistente.

Para proceder à reabilitação sísmica do edifício, seria necessário inspeccionar estas ligações no edifício e realizar ensaios de arrancamento de forma a aferir qual a resistência das mesmas e se será realmente necessário (como parece que seja) o seu reforço.

3.7. Deslocamentos da Fachada

Finalmente, analisaram-se os deslocamentos horizontais verificados em cada nível nas paredes de alvenaria devido à combinação sísmica. Como o objectivo principal desta análise será analisar a deformação das paredes de alvenaria, definiram-se os deslocamentos relativos de uma parede. Para tal, determinou-se a diferença entre o deslocamento final da parede de alvenaria no seu ponto médio e a posição inicial da parede, também no seu ponto médio, devido à componente de translação (este valor foi definido considerando uma recta fictícia a unir os pontos extremos e a sua posição real, como se pode observar na figura 73).

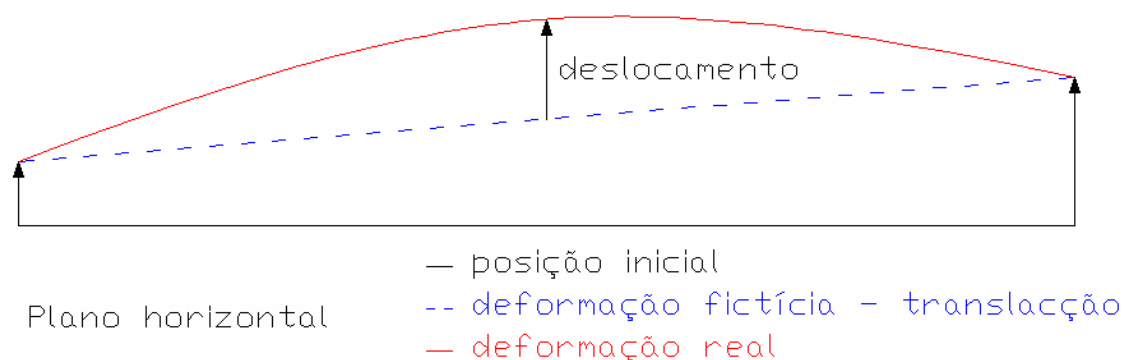


Fig. 73 - Esquema representativo dos deslocamentos medidos

Os deslocamentos relativos máximos obtidos para as fachadas principal e de tardoze e para as empenas interior e exterior (ver figura 26) encontram-se na tabela abaixo.

	Fachada de Tardoze	Empena Exterior	Fachada Principal	Empena Interior
1º piso	7,60E-04	1,05E-03	8,19E-04	8,58E-04
2º piso	7,00E-03	8,91E-03	7,31E-03	8,71E-03
3º piso	1,62E-02	2,29E-02	1,69E-02	2,33E-02
4º piso	2,40E-02	3,54E-02	2,50E-02	3,65E-02
5º piso	2,94E-02	4,36E-02	3,04E-02	4,56E-02

Tabela 17 - Deslocamentos relativos máximos entre os pontos de cada fachada/empena do edifício em altura [m]

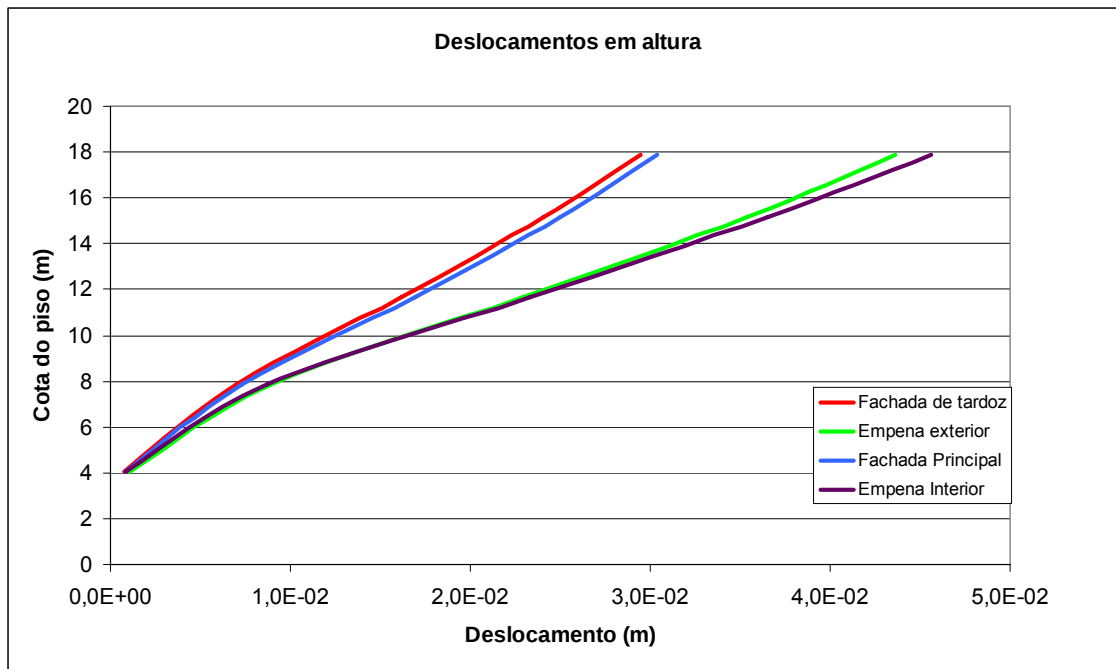


Fig. 74 - Deslocamentos relativos em altura das fachadas e empenas do edifício

Analisando os deslocamentos relativos em altura, nota-se que serão bastante mais significativas em altura, atingindo 4,56cm na empena interior, o que é uma deformação elevada para estas alvenarias, comprometendo gravemente o seu comportamento em caso de sismo. Nota-se ainda que as empenas apresentam deformações maiores que as fachadas, o que é de esperar, já que cada uma das empenas está apenas ligada a um frontal, enquanto as fachadas têm dois frontais cada uma, sendo que o piso terá também menor rigidez axial nesta direcção. Vale a pena ainda referir que relativamente à empena interior, existe a condicionante já anteriormente mencionada que não está presente no modelo.

4. ANÁLISE DA MODELAÇÃO DO PISO

4.1. Influência dos tarugos

Uma das dificuldades da modelação do edifício em estudo, prendeu-se com a modelação da rigidez axial do piso na direcção perpendicular aos elementos de piso (barrotes), modelada pela utilização de tarugos. Como não se sabe com certeza o número/espaçamento mais realista dos mesmos, estudou-se a influência que estes vão ter na caracterização dinâmica da estrutura, em particular nos modos de vibração dos pisos.

Admitiu-se à partida que as influências mais notórias seriam ao nível de frequência fundamental, deformações axiais do piso, participação de massa e modos locais de vibração.

Para analisar estes factores consideraram-se seis situações distintas relativamente à existência de tarugos: um caso sem tarugos e cinco outros com tarugos uniformemente espaçados, sendo os espaçamentos considerados de 0,25m, 0,5m, 1,5m, 3m e 6m.

Os resultados obtidos relativos às características dinâmicas dos seis modelos considerados podem ser consultados no anexo III. De seguida, encontram-se representados os modelos de piso considerados para cada caso (figuras 75 a 80).

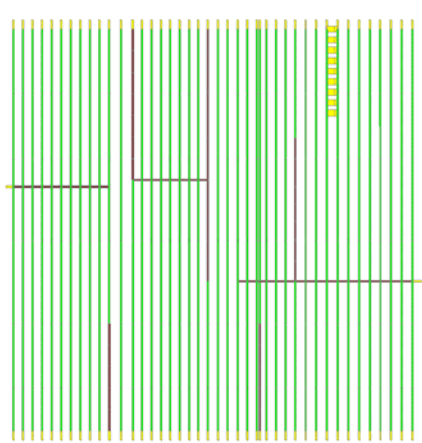


Fig. 75 - Modelo do piso sem tarugos

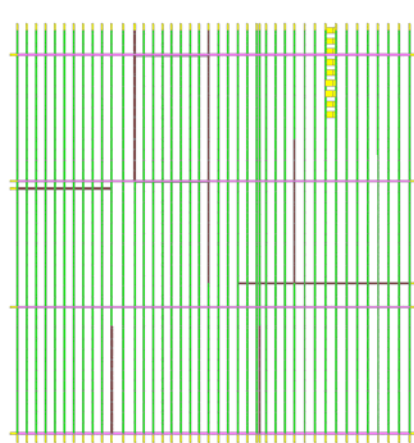


Fig. 76 - Modelo do piso com tarugos espaçados de 6m

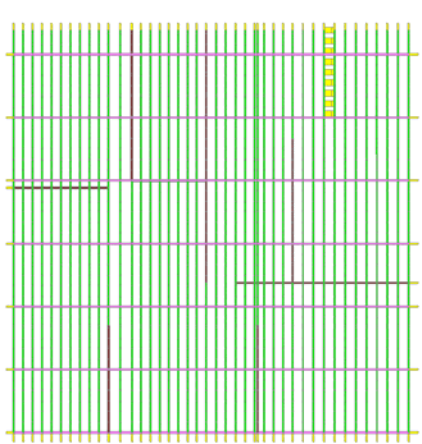


Fig. 77 - Modelo do piso com tarugos espaçados de 3m

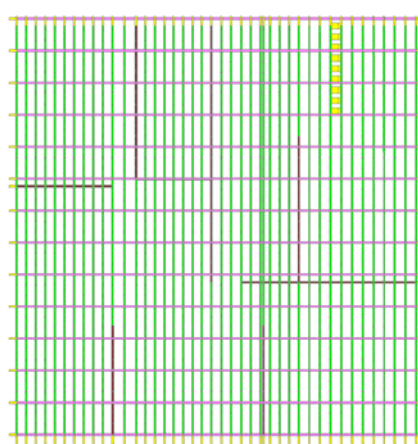


Fig. 78 - Modelo do piso com tarugos espaçados de 1,5m

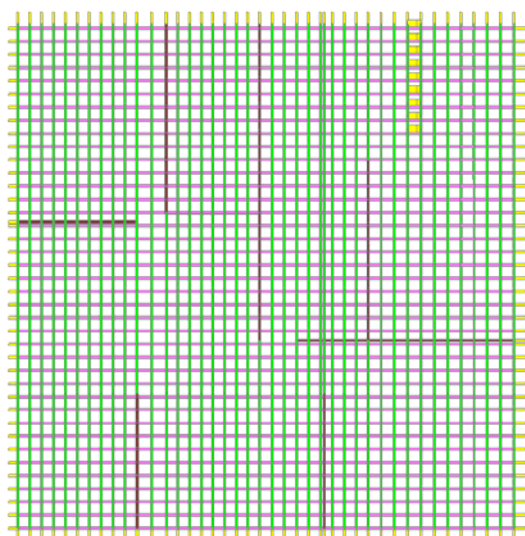


Fig. 79 - Modelo do piso com tarugos espaçados de 0,5m

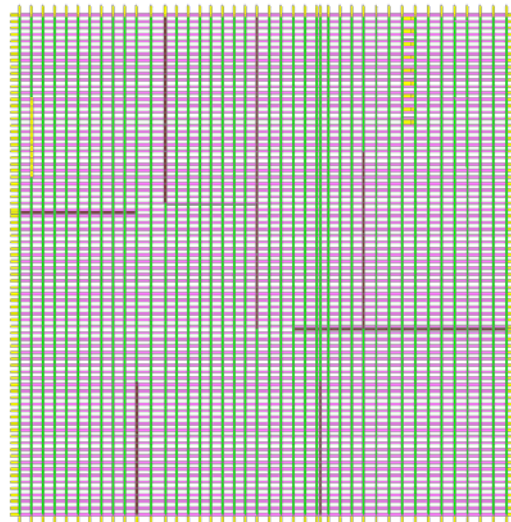


Fig. 80 - Modelo do piso com tarugos espaçados de 0,25m

Na tabela 18 apresentam-se os valores da frequência fundamental, bem como das participações de massa correspondentes ao primeiro modo, para os diferentes modelos de piso estudados. A representação gráfica do primeiro modo de vibração dos diferentes modelos está ilustrada da figura 81 à 87.

Modelo de piso	Período (s)	Frequência fundamental (Hz)	Participação de massa em x	Participação de massa em y
Sem tarugos	2,47	0,40	0,00%	0,00%
Tarugos espaçados de 6m	0,93	1,08	39,98%	0,01%
Tarugos espaçados de 3m	0,90	1,12	42,97%	0,00%
Tarugos espaçados de 1,5m	0,83	1,20	48,52%	0,01%
Tarugos espaçados de 0,5m	0,71	1,40	65,39%	0,12%
Tarugos espaçados de 0,25m	0,67	1,48	71,15%	0,23%

Tabela 18 - Características do primeiro modo de vibração nos diferentes modelos de piso

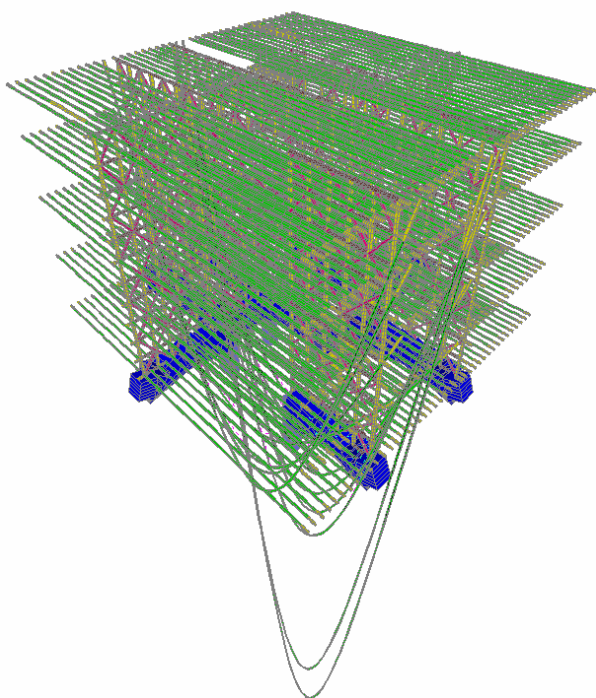


Fig. 81 – Modelo sem tarugos - 1º modo de vibração, vista 3D do interior do edifício (f.e.: 100)

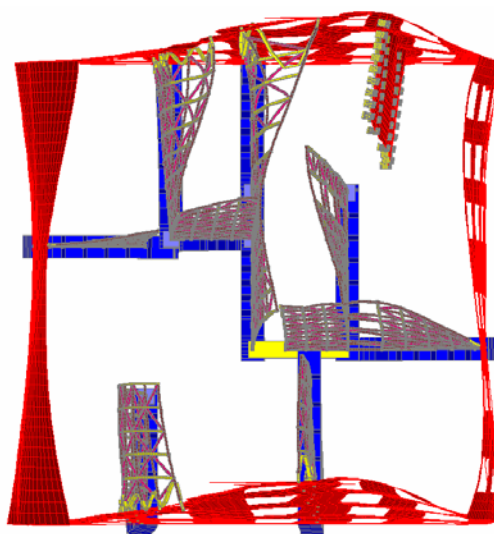


Fig. 82 – Modelo sem tarugos - 1º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.:1000000)

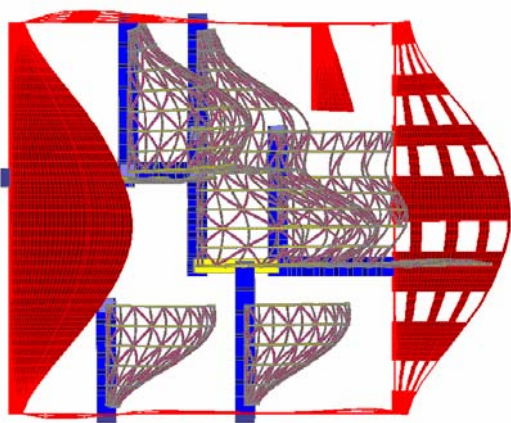


Fig. 83 – Modelo com tarugos espaçados de 6m - 1º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 100)

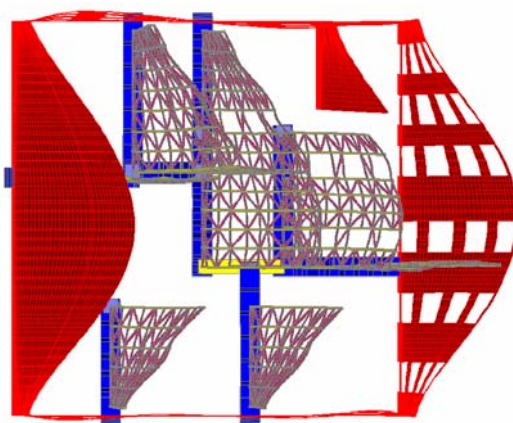


Fig. 84 – Modelo com tarugos espaçados de 3m - 1º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 100)

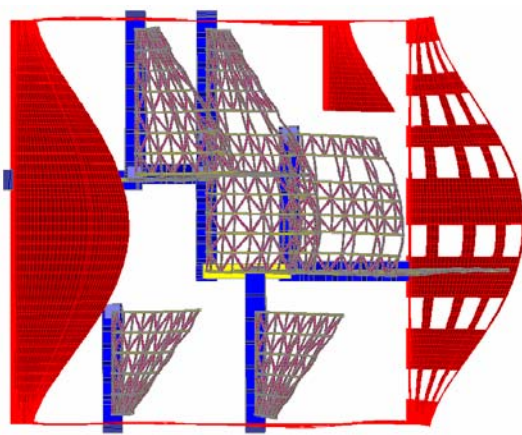


Fig. 85 – Modelo com tarugos espaçados de 1,5m - 1º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 100)

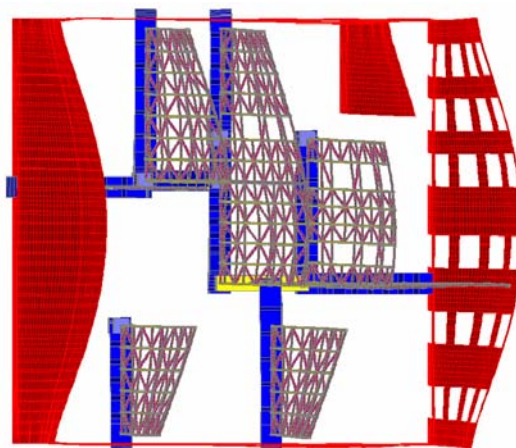


Fig. 86 – Modelo com tarugos espaçados de 0,5m - 1º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 100)

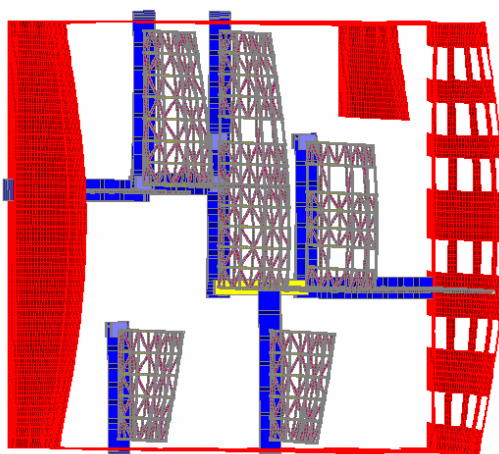


Fig. 87 – Modelo com tarugos espaçados de 0,25m - 1º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 100)

Nota-se que à medida que se diminui o espaçamento entre tarugos, aumenta a frequência fundamental da estrutura, bem como a participação de massa correspondente ao primeiro modo.

No caso da existência de tarugos, o primeiro modo de vibração será sempre relativo a uma translação segundo x, pelo que este factor não é afectado pelos tarugos. No entanto, a sua ausência irá provocar modos de vibração essencialmente locais, como se pode ver nas representações gráficas deste caso, a que estarão associadas frequências consideravelmente mais reduzidas.

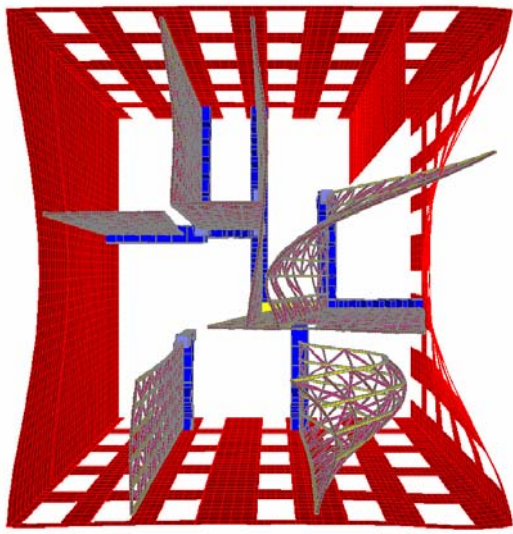
Abaixo, encontra-se representado um quadro com as participações de massa acumuladas ao fim dos 50 primeiros modos, para cada modelo estudado.

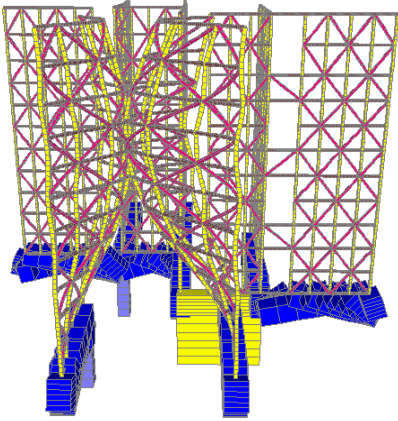
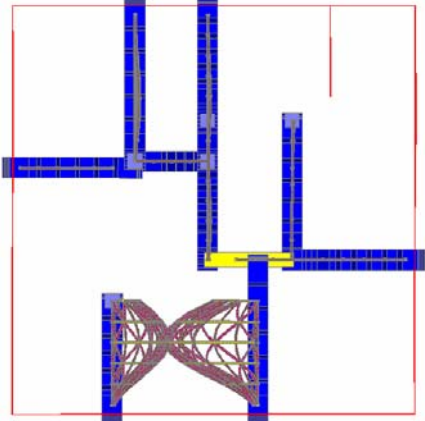
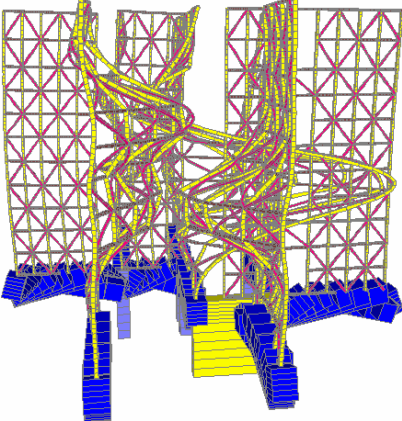
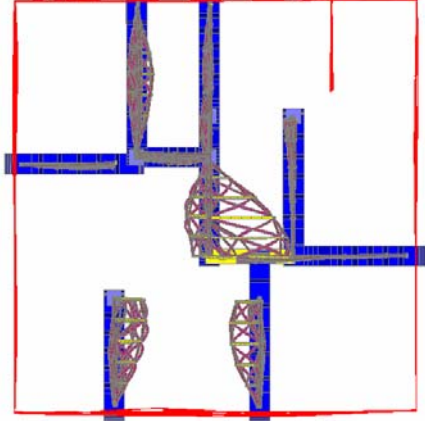
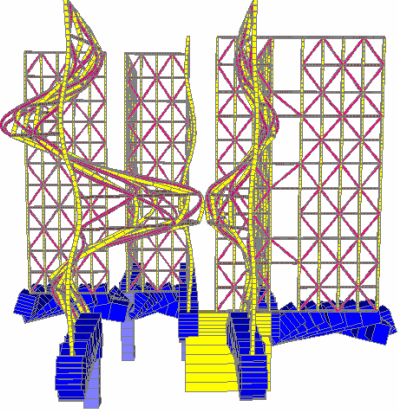
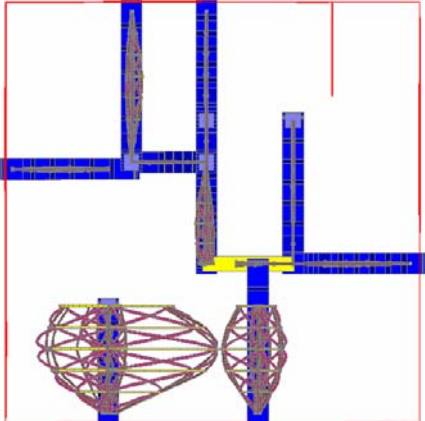
Modelo de piso	Massa acumulada em x após 50 modos	Massa acumulada em y após 50 modos
Sem tarugos	38,47%	41,79%
Tarugos espaçados de 6m	77,60%	65,75%
Tarugos espaçados de 3m	79,72%	78,30%
Tarugos espaçados de 1,5m	79,98%	80,62%
Tarugos espaçados de 0,5m	80,09%	82,76%
Tarugos espaçados de 0,25m	80,38%	82,63%

Tabela 19 - Massa acumulada em x e em y, ao fim de 50 modos, nos diferentes modelos

É possível observar que ao aumentar o número de tarugos (isto é, ao diminuir o espaçamento entre tarugos), aumenta-se a participação de massa dos 50 primeiros modos, sendo que, existindo tarugos, as diferenças são pequenas. Comparando com a participação de massa dos primeiros modos, a diferença vai concentrar-se essencialmente ao nível da distribuição: quanto menos espaçados estiverem os tarugos, mais a participação de massa se vai concentrar nos primeiros modos de vibração, sendo que no total as diferenças são menores.

Outro dos factores paramétricos que se pretendia estudar é a influência dos tarugos na deformação axial do piso. Assim sendo, determinou-se para os diferentes modelos a ocorrência do primeiro modo de deformação axial, apresentando-se na primeira coluna o valor da frequência correspondente. Os resultados encontram-se resumidos na tabela 20.

Sem tarugos (f=1,19Hz)	 <i>Fig. 88 - 34º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.:40)</i>
---------------------------	---

Tarugos espaçados de 6m (f=1,59Hz)	 <i>Fig. 89 - 5º modo de vibração, vista 3D dos frontais (f.e.: 10)</i>	 <i>Fig. 90 - 5º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 10)</i>
Tarugos espaçados de 3m (f=3,52Hz)	 <i>Fig. 91 - 16º modo de vibração, vista 3D dos frontais (f.e.: 20)</i>	 <i>Fig. 92 - 16º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 8)</i>
Tarugos espaçados de 1,5m (f=3,68Hz)	 <i>Fig. 93 - 10º modo de vibração, vista 3D dos frontais (f.e.: 8)</i>	 <i>Fig. 94 - 10º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 8)</i>

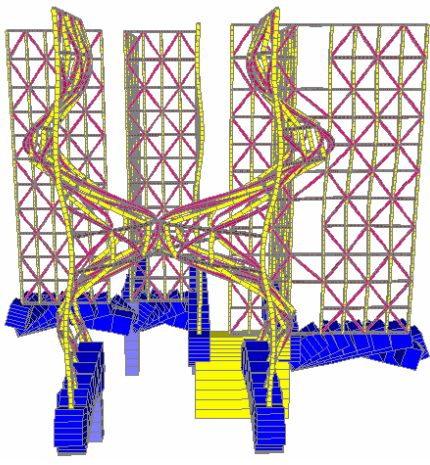
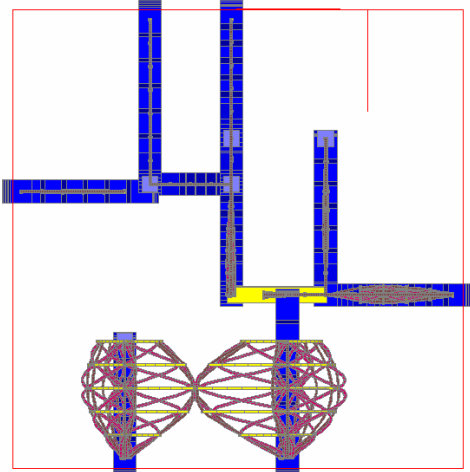
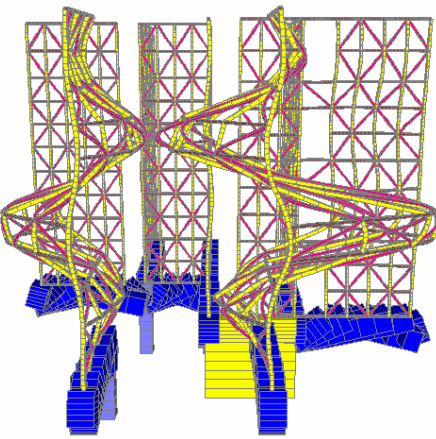
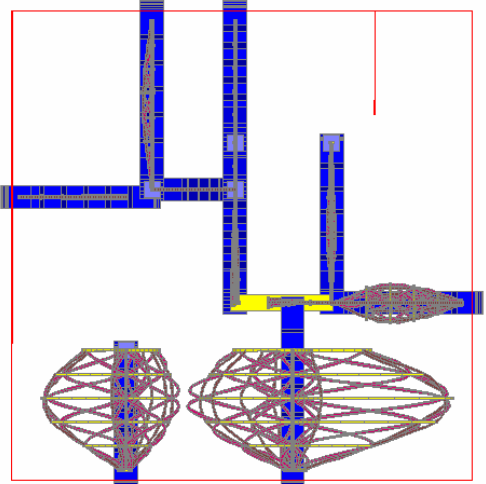
Tarugos espaçados de 0,5m (f=3,84Hz)	 Fig. 95 - 9º modo de vibração, vista 3D dos frontais (f.e.: 8)	 Fig. 96 - 9º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 8)
Tarugos espaçados de 0,25m (f=3,82Hz)	 Fig. 97 - 7º modo de vibração, vista 3D dos frontais (f.e.: 100)	 Fig. 98 - 7º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 15)

Tabela 20 - Análise da deformação axial nos diferentes modelos

Mais uma vez, nota-se que um menor espaçamento entre tarugos traduz-se num aumento de frequência associado ao mesmo fenómeno. Porém, a diferença de frequências não é semelhante como se observou nos resultados anteriores. Comparando os modelos sem tarugos e com tarugos espaçados de 6m, as frequências associadas a este modo de vibração são significativamente inferiores às dos restantes modelos, que apresentam diferenças bastante mais ligeiras.

Salienta-se, no entanto, um resultado curioso: apesar de as frequências aumentarem com a diminuição do espaçamento entre tarugos, o número do modo de vibração, em que a deformação axial ao nível do piso ocorre, diminui. Isto pode ser explicado pelo “atraso” dos

modos associados a deformações locais dos frontais, que com a existência de mais tarugos tendem a ocorrer com frequências mais elevadas.

De seguida, analisou-se a alteração nos modos de vibração locais provocada pela introdução de mais tarugos no modelo do piso. Encontra-se no quadro abaixo indicado o primeiro modo local de cada modelo, associado geralmente aos frontais, bem como a frequência que lhe está associada.

Modelo de piso sem tarugos – o 1º modo de vibração é logo um modo de vibração local do piso, associado a uma frequência de 0,40Hz

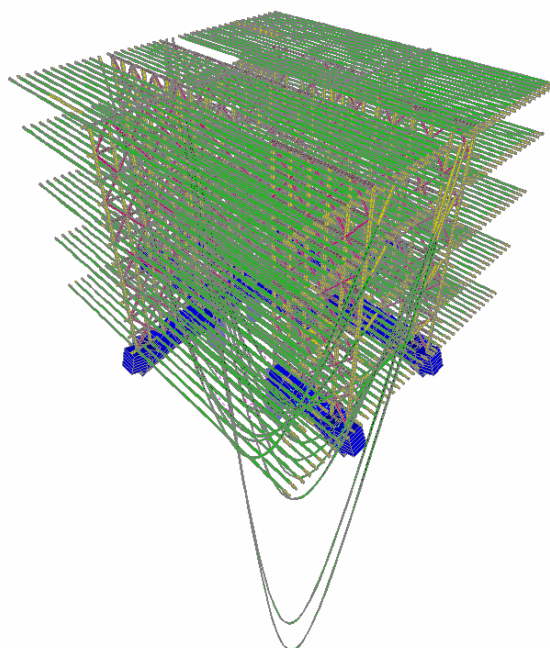


Fig. 99 – Modelo sem tarugos - 1º modo de vibração, vista 3D do interior do edifício (f.e.: 100)

Modelo de piso com tarugos espaçados de 6m – o primeiro modo de vibração local será o 3º, associado a uma frequência de 1,55Hz

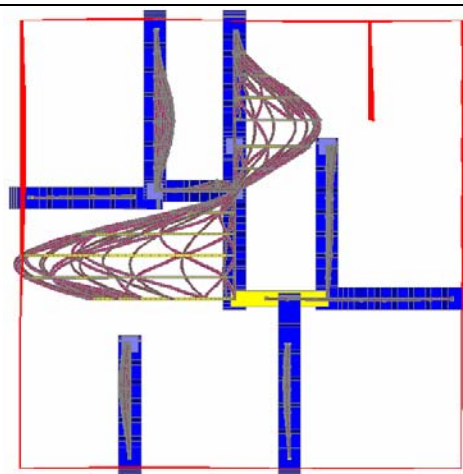


Fig. 100 - 3º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 20)

Modelo de piso com tarugos espaçados de 3m – o primeiro modo de vibração local será o 7º, associado a uma frequência de 2,80Hz

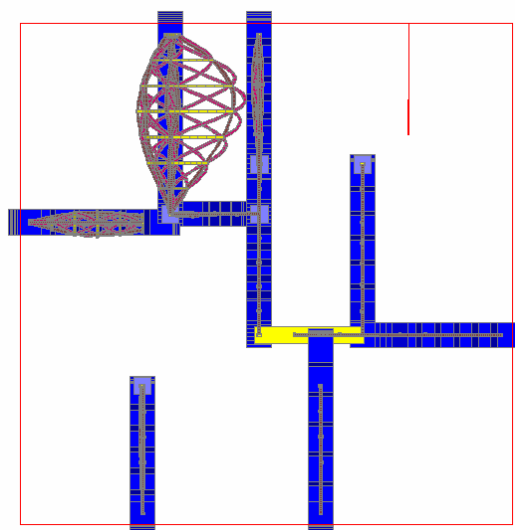


Fig. 101 - 7º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 15)

Modelo de piso com tarugos espaçados de 1,5m – o primeiro modo de vibração local será o 9º modo, associado a uma frequência de 3,56Hz

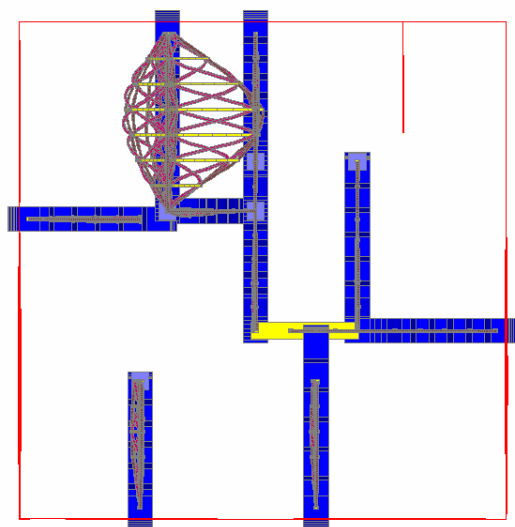


Fig. 102 - 9º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 5)

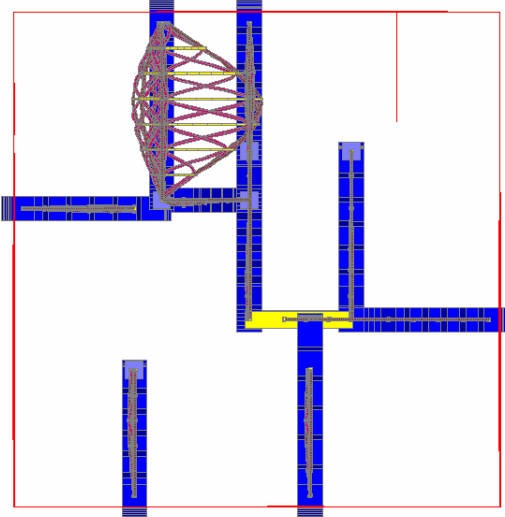
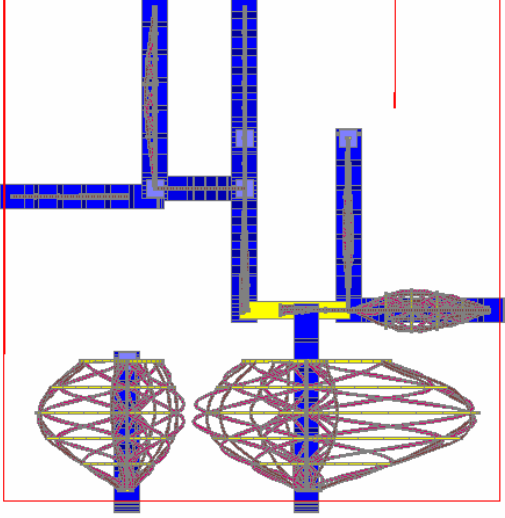
Modelo de piso com tarugos espaçados de 0,5m – o primeiro modo de vibração local será o 8º, associado a uma frequência de 3,78Hz	 <i>Fig. 103 - 8º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 5)</i>
Modelo de piso com tarugos espaçados de 0,25m - o primeiro modo de vibração local será o 7º, associado a uma frequência de 3,82Hz	 <i>Fig. 104 - 7º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 15)</i>

Tabela 21 - Primeiros modos locais nos diferentes modelos

Analisando os modos de vibração locais (tabela 21), pode observar-se que, em primeiro lugar, o modelo sem tarugos é altamente irrealista, visto que o primeiro modo será logo um modo local (bem como os seguintes) associado à deformação dos barrotes.

Relativamente aos outros modos, observa-se que três dos seis modelos apresentam o primeiro modo local semelhante (associado ao frontal F6). Convém também reparar que a partir de certa altura, apesar de as frequências serem maiores, os modos de vibração locais começam mais cedo, havendo menos modos de vibração globais do edifício. O ponto de viragem será o

modelo com tarugos afastados de 1,5m, até ao qual a ordem do modo de vibração local é maior e a partir do qual começa a descer.

No entanto, como se viu anteriormente, quanto menor for o espaçamento de tarugos, mais concentrada será a participação de massa nos modos iniciais. Daí, convém referir que a percentagem de participação acumulada na direcção x (segundo a qual se dá o primeiro modo local) é semelhante nos três casos – 79,69% ao fim de 6 modos, no modelo de tarugos espaçados de 0,25m; 78,67% ao fim de 7 modos, no modelo com tarugos espaçados de 0,5m; 77,77% ao fim de 8 modos, no modelo com tarugos espaçados de 1,5m.

Finalmente, analisou-se os deslocamentos relativos (deformações) horizontais em altura, nos diferentes modelos. O método foi análogo ao explicado no capítulo anterior.

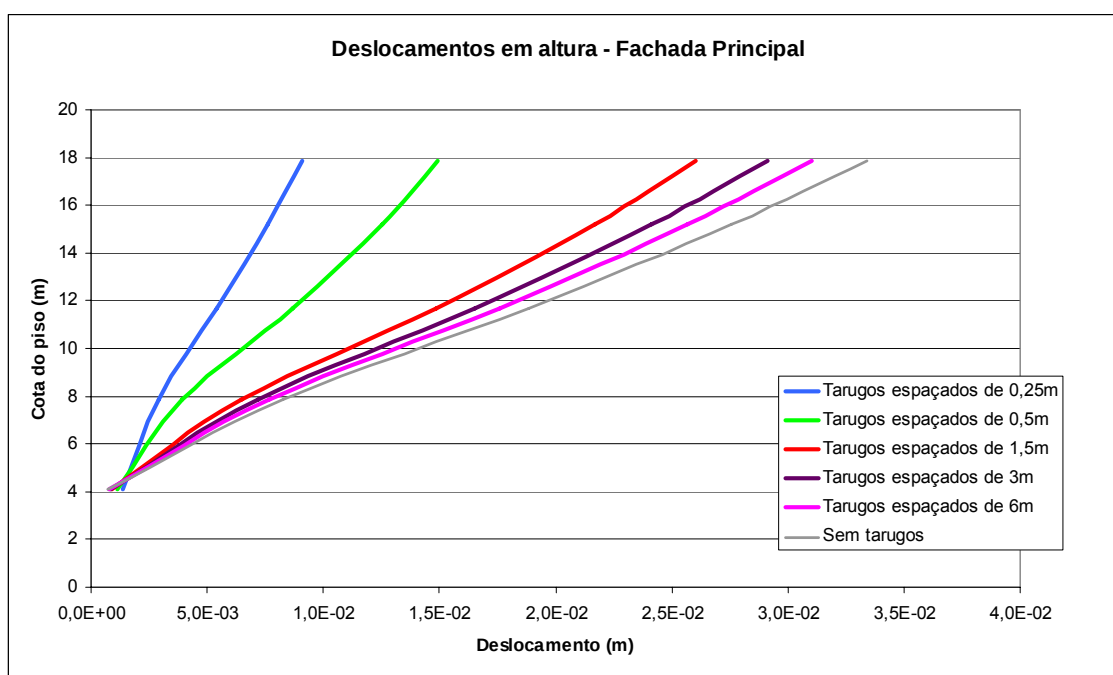


Fig. 105 - Gráfico dos deslocamentos horizontais em altura na fachada principal, nos diferentes modelos

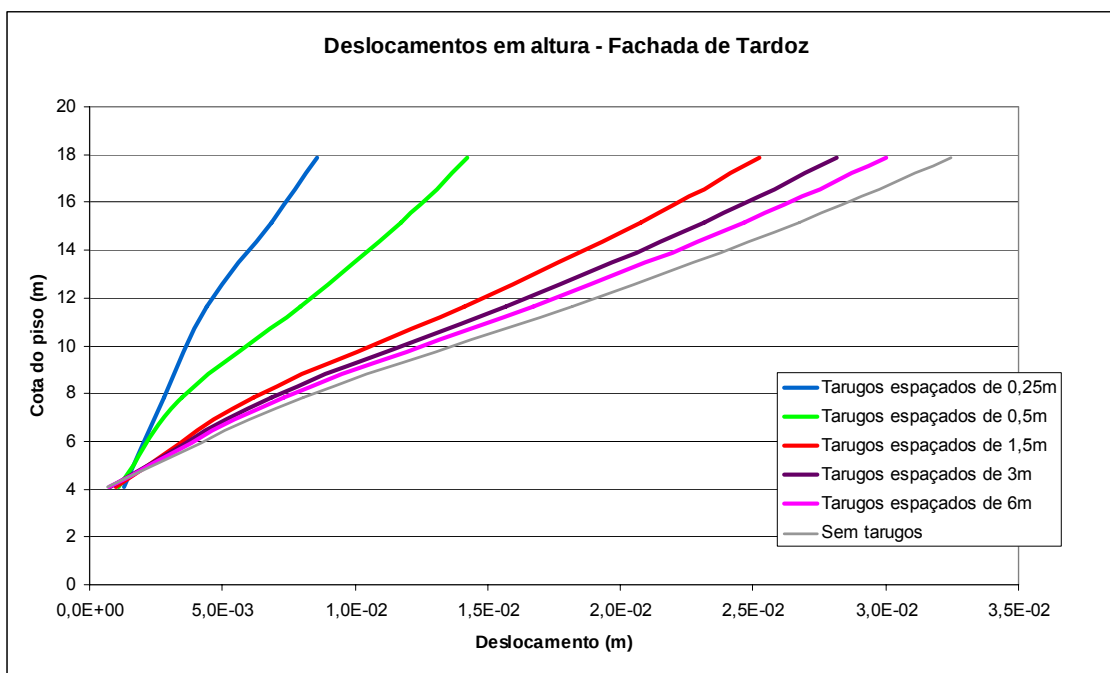


Fig. 106 - Gráfico dos deslocamentos horizontais em altura na fachada de tardoz, nos diferentes modelos

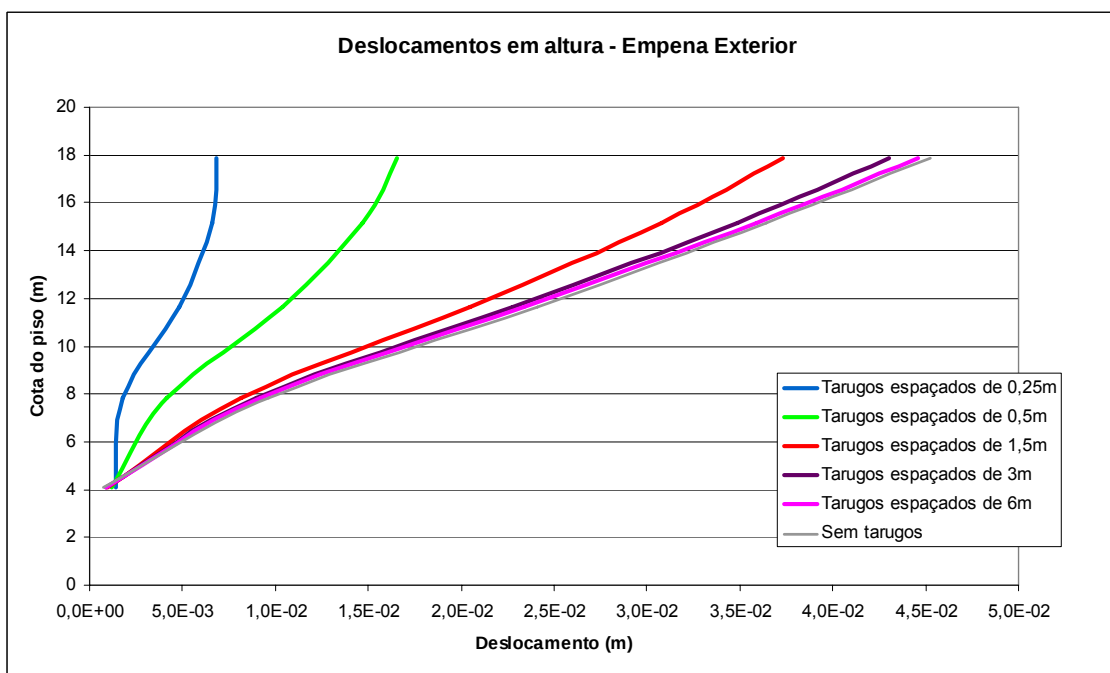


Fig. 107 - Gráfico dos deslocamentos horizontais em altura na empena exterior, nos diferentes modelos

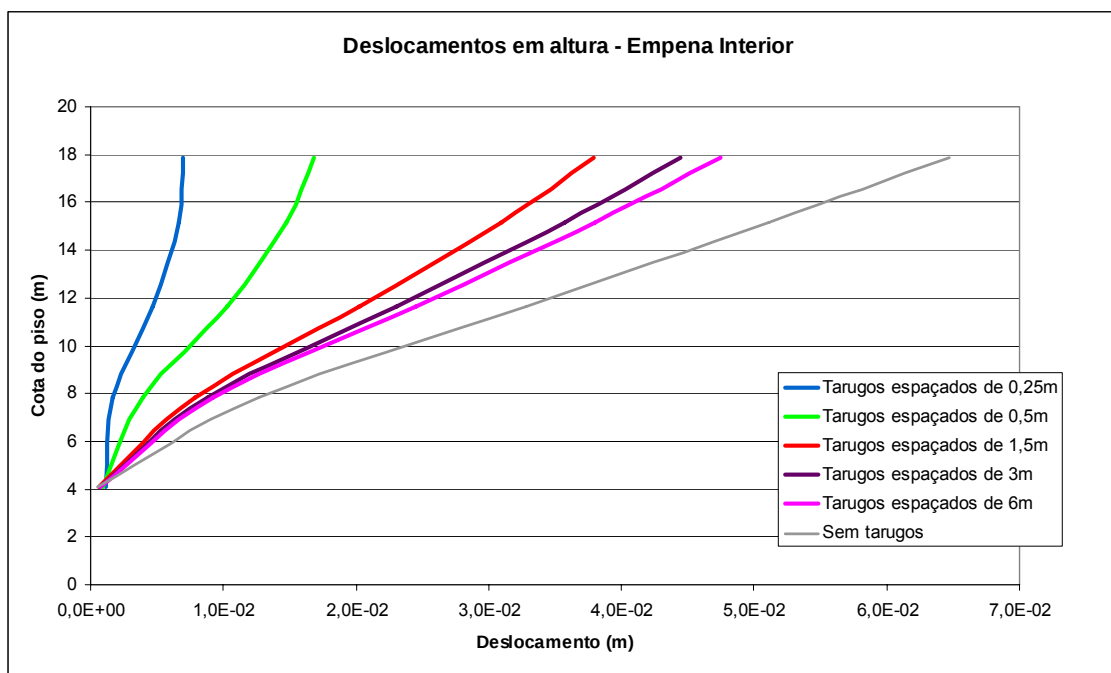


Fig. 108 - Gráfico dos deslocamentos horizontais em altura na empena interior, nos diferentes modelos

Analisando os gráficos anteriores nota-se, como seria de esperar, que a presença de tarugos irá influenciar significativamente as deformações no plano horizontal, especialmente ao nível das empenas (às quais estão ligados).

A partir do espaçamento de 1,5m as alterações serão bastante menos significativas, com diferenças da ordem de 0,5cm nas fachadas e 1cm nas empenas (a nível do último piso), entre tarugos espaçados de 1,5m e 6m.

As alterações mais notórias ir-se-ão dar relativamente aos espaçamentos de 0,25m, 0,5m e 1,5m, sendo que entre o primeiro e o último existem diferenças de deslocamentos no último piso em torno dos 2cm. Nota-se ainda que nos modelos de tarugos espaçados de 0,25m e 0,5m as paredes de alvenaria envolventes exibem um comportamento que se altera em altura, preferencialmente como paredes na base e tipo pórtico no topo.

Observando que a rigidez axial segundo x será bastante importante para o comportamento do edifício, seria importante estimar a rigidez conferida pelo soalho, de forma a que esta fosse modelada correctamente. Com a contabilização desta rigidez, porventura pode atingir-se uma rigidez axial semelhante aos espaçamentos de tarugos da ordem de 1,5m, provocando alterações significativas no comportamento da estrutura.

A inclusão de vigas de madeira em ambas as direcções irá conferir não só uma maior rigidez axial mas a existência de uma malha irá também contribuir para a rigidez distorcional do piso.

4.2. Influência da rigidez de torção

Outro factor que é importante ter em consideração na modelação do piso será a rigidez de distorção do mesmo.

No modelo realizado para este edifício (com os tarugos do modelo original), considerou-se que os pisos não apresentam qualquer rigidez à distorção, o que não corresponderá à realidade uma vez que as tábuas de soalho irão conferir alguma rigidez. Uma vez que não se consegue estimar adequadamente a mesma e o programa utilizado não permite estudar este parâmetro isoladamente, construíram-se dois modelos diferentes, um considerando que não existe qualquer rigidez à distorção e outro considerando os pisos rígidos à distorção, de forma a analisar qual a influência que este parâmetro irá ter ao nível dos modos de vibração do edifício.

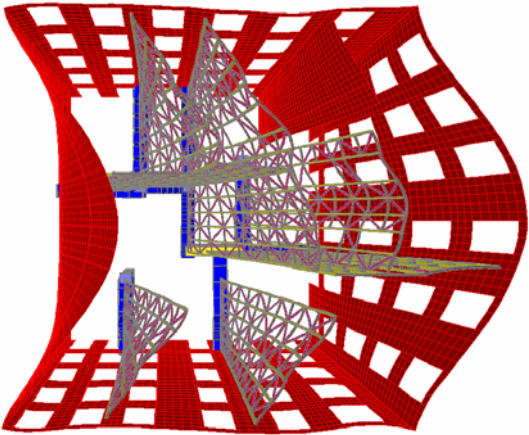
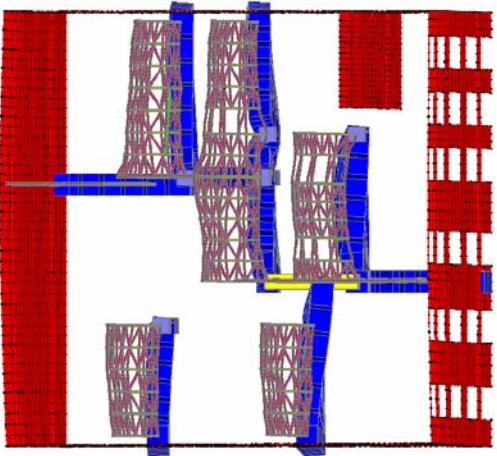
Modelo sem rigidez à torção: - Frequência fundamental: 1,13Hz - Participação de massa do 1º modo: • 41,97% em x • 0,00% em y - Participação de massa acumulada ao fim de 50 modos: • 77,85% em x • 79,54% em y	 <i>Fig. 109 – Modelo sem rigidez de torção - 1º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 100)</i>
Modelo com rigidez à rotação: - Frequência fundamental: 1,56Hz - Participação de massa do 1º modo: • 77,76% em x • 0,05% em y - Participação de massa acumulada ao fim de 50 modos: • 91,60% em x • 87,89% em y	 <i>Fig. 110 – Modelo de piso rígido à rotação - 1º modo de vibração, vista de 3D de cima do edifício, excepto elementos de pavimento (f.e.: 100)</i>

Tabela 22 - Tabela resumo das características modais mais relevantes dos dois modelos de piso à rotação

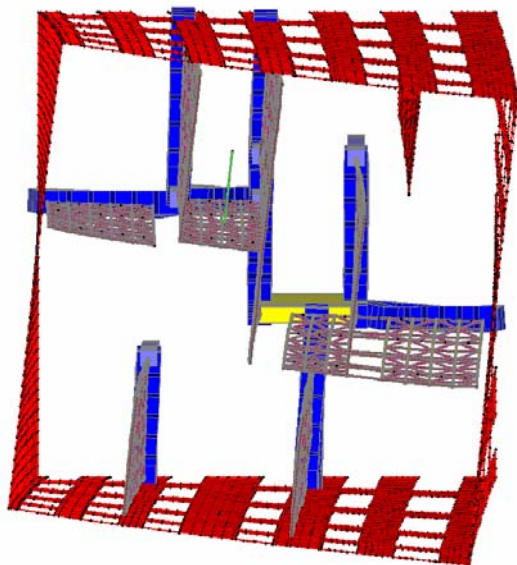


Fig. 111 – Modelo com piso rígido à rotação - 2º modo de vibração, $f=1,88\text{Hz}$, vista de 3D de cima do edifício, excepto elementos de pavimento (f.e.: 100)

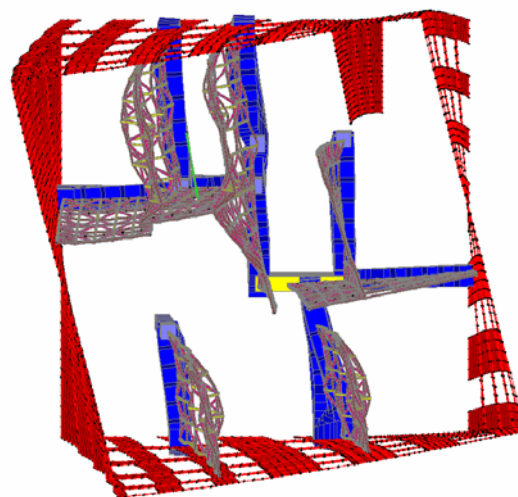


Fig. 112 – Modelo com piso rígido à rotação, 3º modo de vibração, $f=2,73\text{Hz}$, vista de 3D de cima do edifício, excepto elementos de pavimento (f.e.: 100)

Pode-se concluir que a rigidez à rotação não irá afectar de forma significativa a frequência fundamental da estrutura, no entanto à medida que aumentam os modos de vibração esta diferença vai aumentando (no 50º modo de vibração o modelo sem rigidez à rotação tem uma frequência de $4,70\text{Hz}$ enquanto o modelo rígido à rotação tem $7,58\text{Hz}$). Analisando as participações de massa acumuladas ao fim dos 50 modos, também é possível observar que estas são muito maiores no modelo com piso rígido à rotação.

As maiores alterações prendem-se com o comportamento do edifício: um edifício com piso rígido à rotação irá apresentar um comportamento menos deformável e estará sujeito ao efeito de torção global do edifício.

5. REFORÇO SÍSMICO

Os principais factores que podem levar um edifício pombalino a entrar em colapso são:

- Zonas de ruptura localizada nas alvenarias, levando à queda da fachada;
- Quebra das ligações dos elementos de madeira à alvenaria, levando também à queda da fachada;
- Rotura nas zonas de ligação das fachadas com as empenas;
- Danos nas ligações das diagonais nos elementos de frontal;
- Rotura por corte ao nível da base do edifício.

Analisando os resultados obtidos com o modelo estudado e tendo em conta os dados admitidos acerca da resistência dos materiais e ligações, nota-se que o edifício será mais solicitado a nível das alvenarias e ligações dos elementos de madeira às mesmas no piso superior. Isto pode ser explicado pelos grandes deslocamentos das paredes de alvenaria nestes pisos.

Assim, uma forma eficaz de reforçar o edifício para resistir a um sismo passará por diminuir os deslocamentos em altura. Tendo isto em consideração, analisaram-se três soluções distintas de reforço sísmico do edifício em estudo:

- 1) Reforço com viga metálica de bordadura ao nível do último piso;
- 2) Reforço com viga metálica de bordadura em todos os pisos;
- 3) Reforço do piso com diagonais metálicas.

5.1. Reforço com viga metálica de bordadura ao nível do último piso

Como um dos maiores problemas do edifício será a flexão da fachada para fora do seu plano e possível queda da cobertura, agravada pela concentração de massas ao nível das paredes de alvenaria do último piso (devido ao telhado), a primeira solução de reforço corresponde à introdução de uma viga metálica de bordadura a este nível. O objectivo da adopção desta viga será impedir o destacamento da fachada ao nível da cobertura, rigidificando-a e servindo de apoio à cobertura.

Tendo em conta que esta solução de reforço é definida para resistir a cargas horizontais provenientes do sismo, optou-se pela utilização de perfis IPE, com a alma disposta na horizontal, de forma a que as cargas horizontais devidas ao sismo solicitem a direcção de maior inércia. Sendo que, tal como foi referido anteriormente, a cobertura se encontra apoiada sobre as fachadas de alvenaria, a adopção desta solução não levantaria problemas em demasia para a sua implementação, não sendo necessário alterar a construção já existente.

Para escolher o perfil a estudar, analisou-se as deformações horizontais do ponto médio da alvenaria em altura. Os perfis considerados foram: IPE100, IPE200, IPE300, IPE400 e IPE500.

De seguida, representam-se graficamente estas deformações em altura, nas diferentes paredes de alvenaria e para os perfis mencionados.

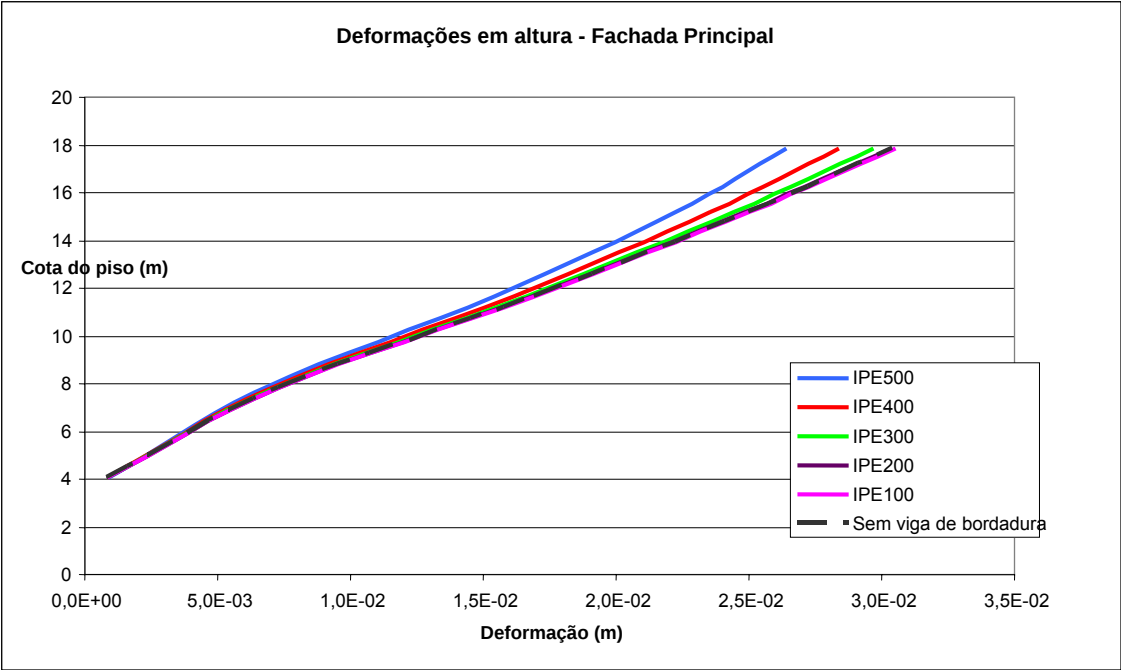


Fig. 113 - Evolução das deformações horizontais da fachada principal em altura, para os diferentes tipos de viga metálica de bordadura no último piso

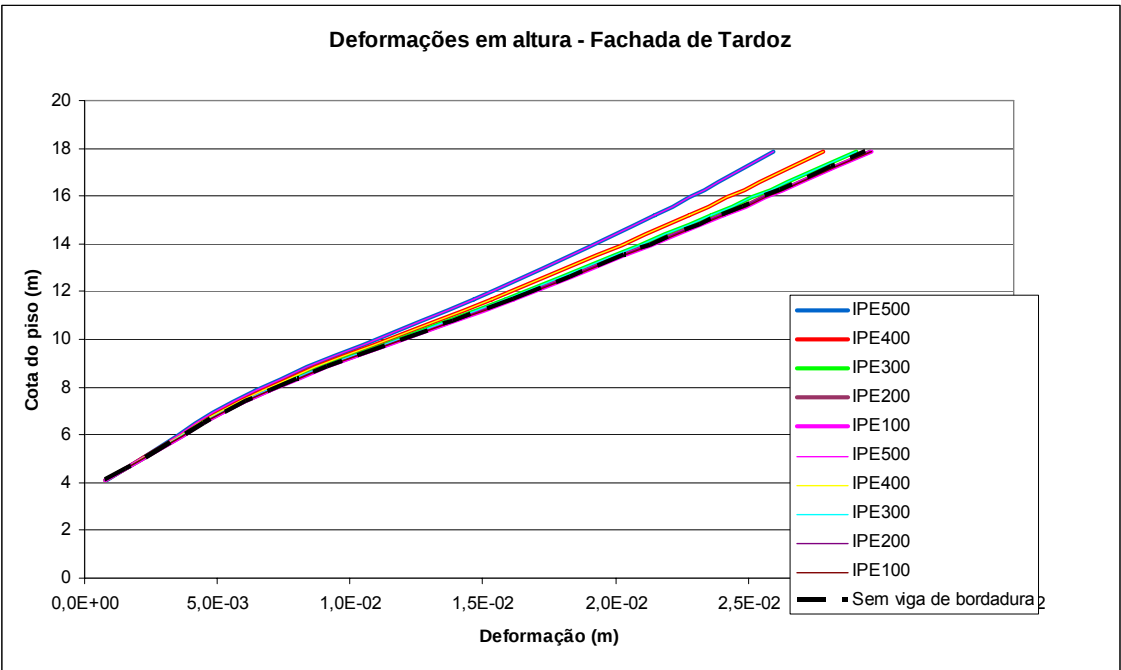


Fig. 114 - Evolução das deformações horizontais da fachada de tardo em altura, para os diferentes tipos de viga metálica de bordadura no último piso

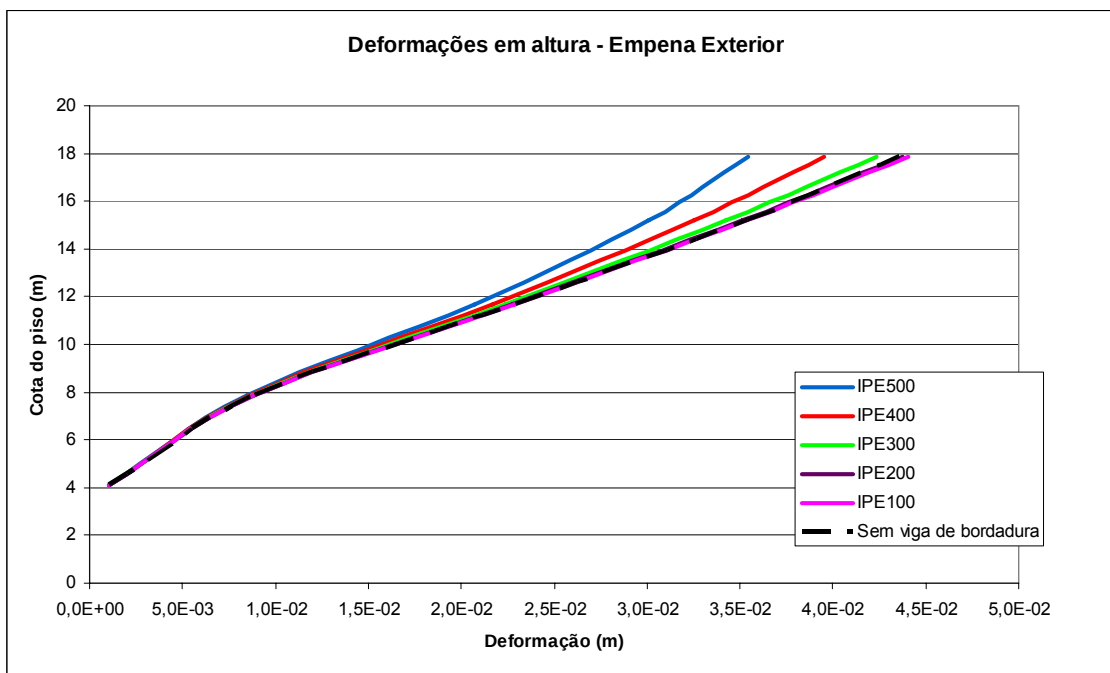


Fig. 115 - Evolução das deformações horizontais da empena exterior em altura, para os diferentes tipos de viga metálica de bordadura no último piso

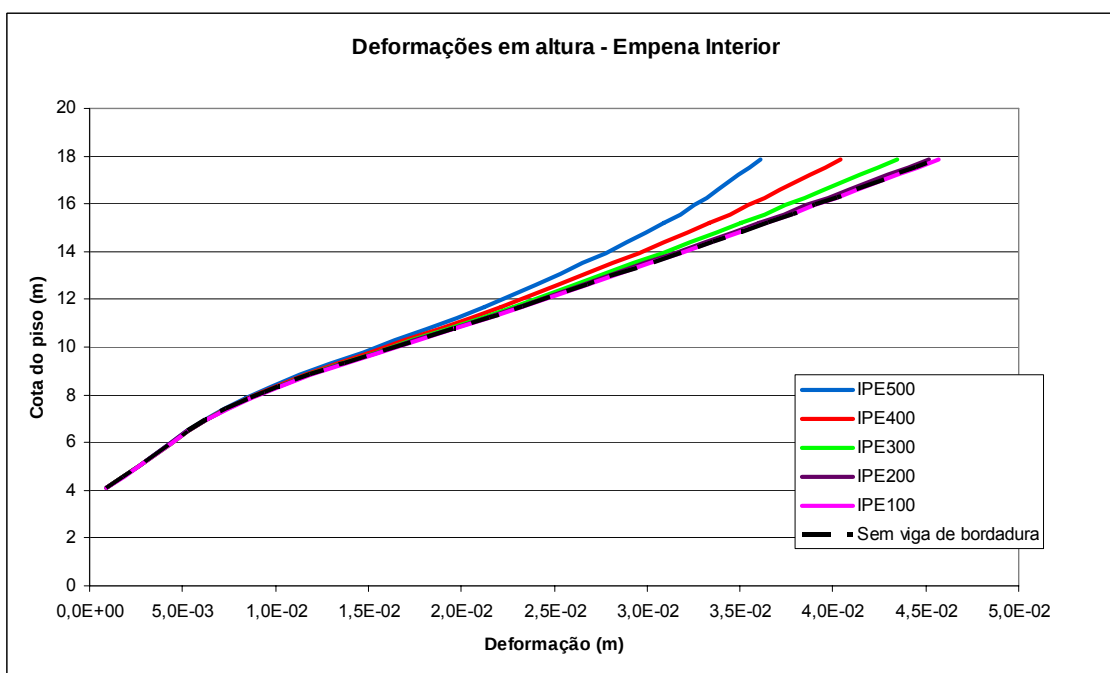


Fig. 116 - Evolução das deformações horizontais da empena interior em altura, para os diferentes tipos de viga metálica de bordadura no último piso

Como se pode observar, a diferença das deformações para os perfis mais pequenos é pouco notória, sendo que esta diferença aumenta na utilização do perfil IPE400 (reduzindo o valor da deformação total) e volta a aumentar, ainda mais significativamente, na adopção do perfil IPE500. Tendo em conta a espessura das paredes, nomeadamente da empena interior, opta-se por não utilizar um perfil superior ao IPE500, sendo que este já irá apresentar melhorias significativas em termos de deformações. A solução de reforço com viga de bordadura ao longo do último piso estudada corresponderá então a um perfil IPE500.

Analizando as diferenças de comportamento da estrutura após a inserção da viga de bordadura, nota-se que as frequências não mudam de forma significativa, passando a frequência fundamental de 1,13Hz para 1,22Hz. Também a participação de massa e os modos de vibração serão semelhantes (a diferença mais notória a apontar será que o primeiro modo local passa a ser o 6º, sendo que anteriormente era o 7º).

Irão notar-se diferenças ao nível das tensões na alvenaria para o caso de sismo. Nas figuras seguintes (da figura 109 à 118) encontram-se apresentadas essas mesmas tensões para o modelo original (sem reforço) e para o modelo com viga de bordadura, utilizando a mesma escala de cores.

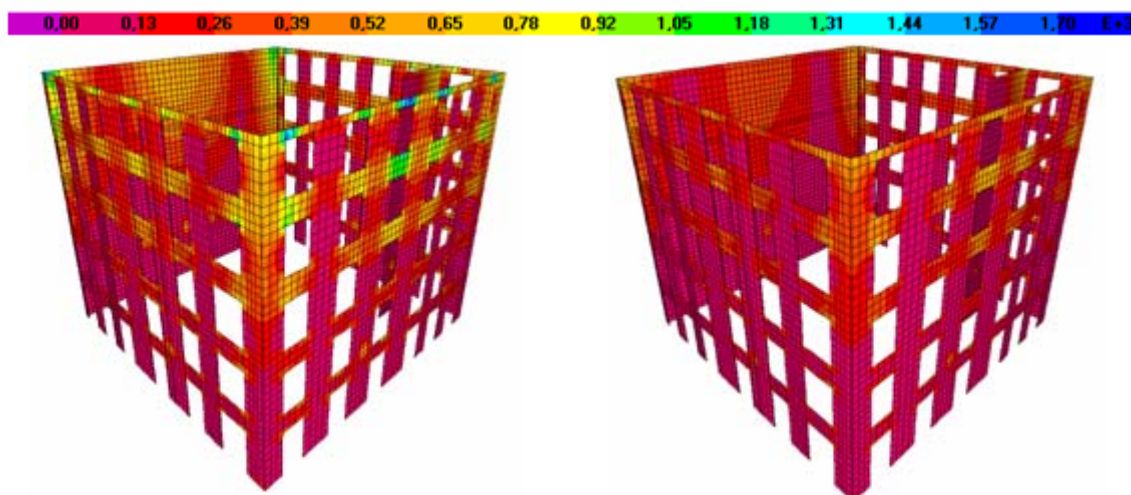


Fig. 117 - Tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo original [kPa]

Fig. 118 - Tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 [kPa]

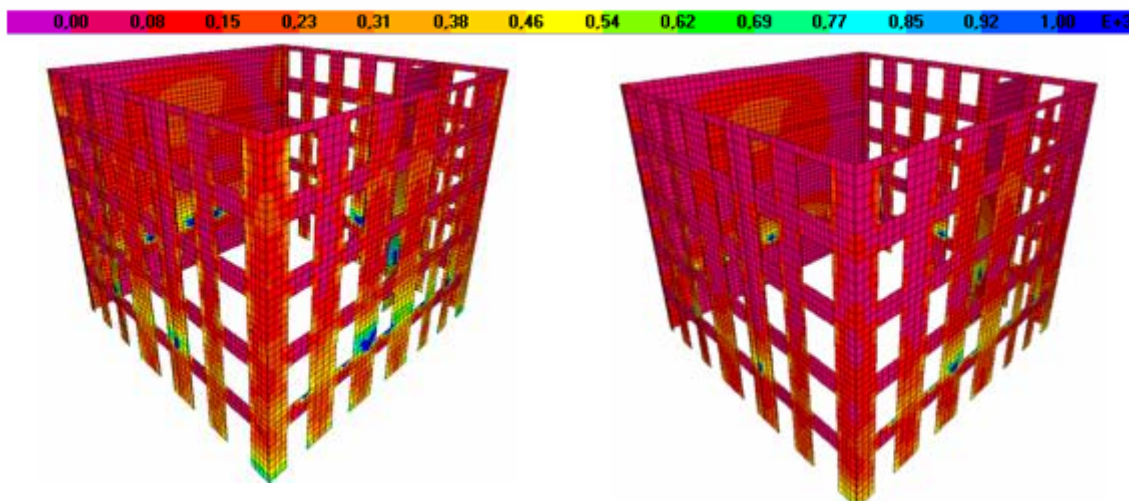


Fig. 119 - Tensões normais verticais (S_{22}) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo original [kPa]

Fig. 120 - Tensões normais verticais (S_{22}) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 [kPa]

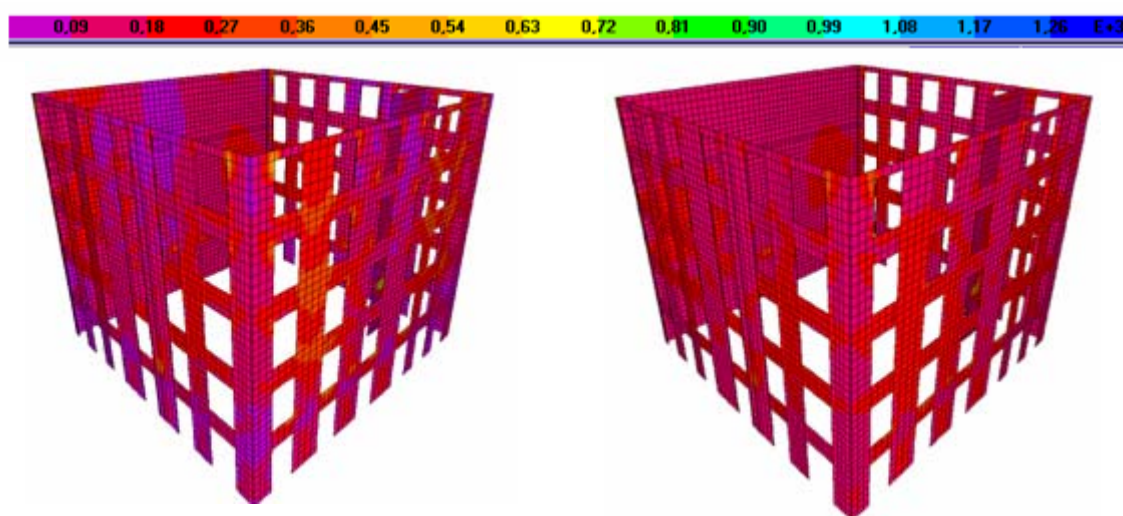


Fig. 121 - Tensões de corte no plano da parede (S_{12}) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo original [kPa]

Fig. 122 - Tensões de corte no plano da parede (S_{12}) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 [kPa]

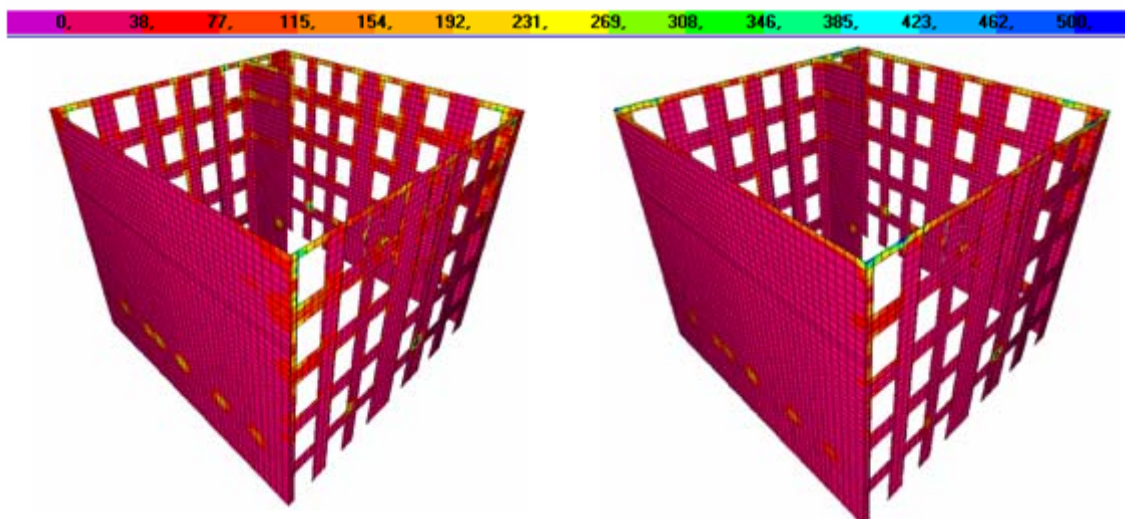


Fig. 123 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo original [kPa]

Fig. 124 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 [kPa]

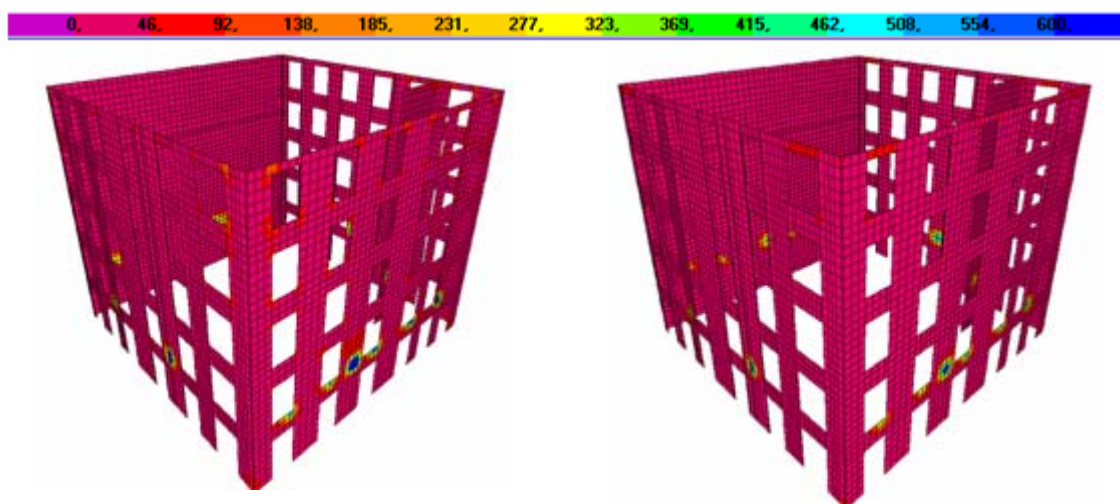


Fig. 125 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo, segundo outra perspectiva – modelo original [kPa]

Fig. 126 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo, segundo outra perspectiva – modelo com viga de bordadura IPE500 [kPa]

Observando estes mapas, é possível observar que as mudanças mais significativas se darão ao nível das tensões normais horizontais (S11) e das tensões de corte fora do plano da parede (S12). Nas figuras 127 e 128 podem-se observar melhor os mapas destas duas tensões.

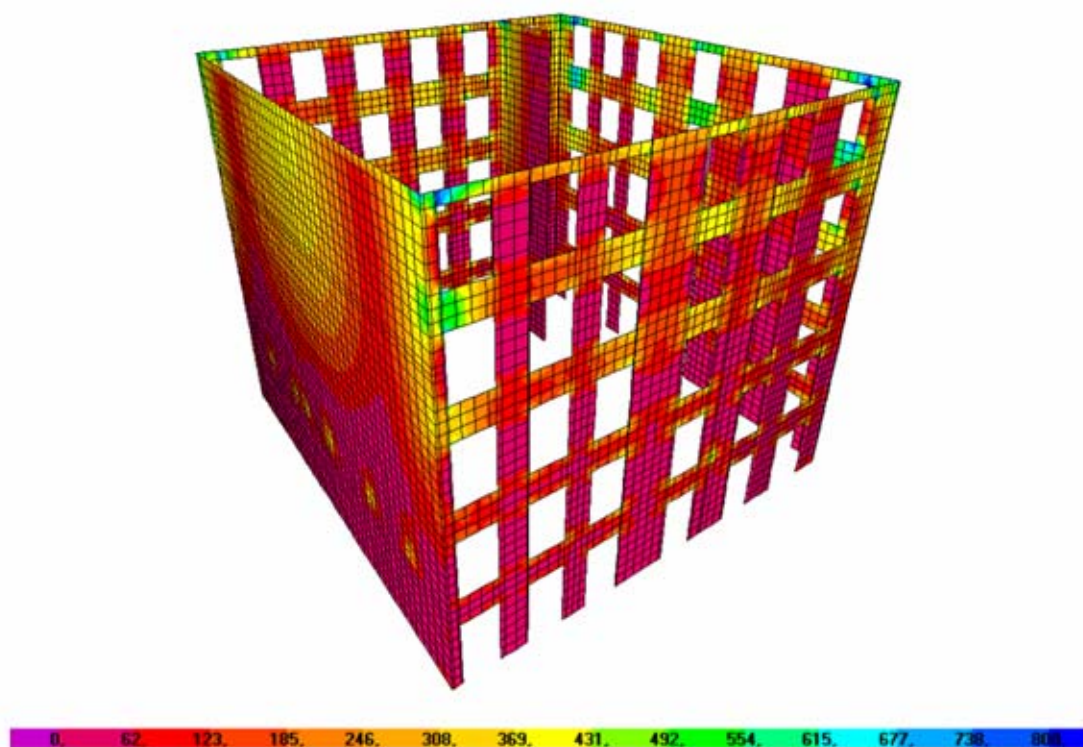


Fig. 127 - Tensões normais horizontais (S_{11}) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 [kPa]

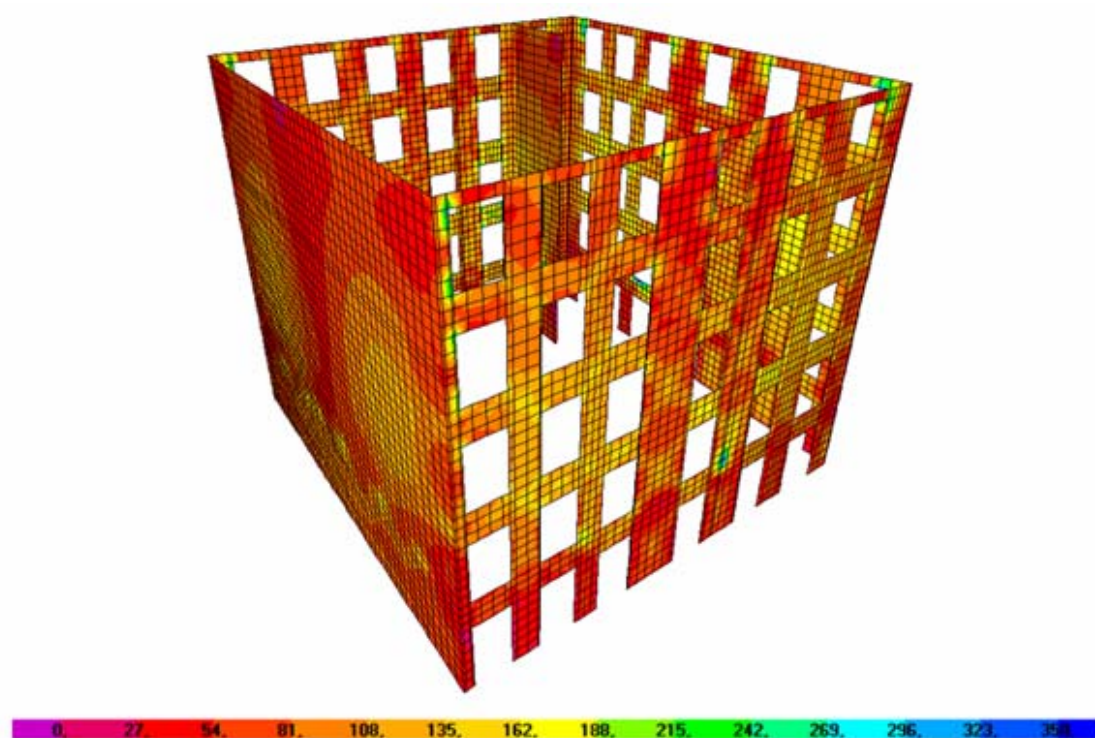


Fig. 128 - Tensões de corte no plano da parede (S_{12}) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 [kPa]

Os picos de tensão normal horizontal (ao nível do último piso), vão passar de cerca de 1,7MPa para 800kPa, reduzindo para menos de metade.

Relativamente às tensões de corte no plano, estas passaram de zonas com 270kPa para zonas com cerca de 230kPa, em média.

Apesar das melhorias significativas, se o sismo for no sentido de traccionar os elementos de alvenaria, tendo em conta que a contribuição da combinação quase permanente será bastante inferior, a alvenaria não vai resistir ao mesmo.

Analisando os outros parâmetros (discriminados no anexo IV) comparativamente com o modelo original, há que referir que nas estruturas reforçadas, comparativamente ao modelo original:

- Nos pilares, a tensão máxima aumenta 4,69% em média e as mínimas diminuem 2,04% em média (pilares mais traccionados);
- Os esforços de traccção dos frontais irão diminuir. Em média, os prumos diminuem 9,69% e as diagonais 5,43% (frontais menos traccionados);
- Apesar de muitos casos continuarem a exceder o limite de resistência admitido (10kN), as forças de arranque dos frontais vão diminuir significativamente nos níveis superiores. Apresenta-se na tabela 23 a diminuição percentual média para cada nível de ligação.
- Não se verificam diferenças significativas nas forças de arranque dos barrote.

Diminuição média da força de arranque (%)										
1	2	B	3	4	C	5	6	D	7	E
4,14%	13,27%	7,00%	2,46%	-2,45%	-12,57%	-14,94%	-15,83%	4,00%	18,05%	28,95%

Tabela 23 – Diminuição média percentual da força de arranque de cada nível de ligação dos frontais à alvenaria entre o modleo original e o modelo com reforço com viga metálica IPE500 de bordadura no último piso

5.2. Reforço com viga de bordadura em todos os pisos

Estudou-se também a solução de reforço com viga de bordadura em todos os pisos. Esta solução será análoga à primeira, seguindo a mesma ideia de reforço. É então necessário compreender se as vantagens da sua utilização serão significativas face à primeira, tendo em conta que a sua concretização será bastante mais complicada e mais cara.

Inicialmente, mais uma vez, analisaram-se as deformações horizontais ao nível de cada piso, para perfis IPE de diferentes dimensões – IPE100, IPE200, IPE300, IPE400 e IPE500. De seguida, apresenta-se os gráficos representativos destes resultados, comparando os resultados obtidos com os resultados correspondentes à primeira solução de reforço (viga de bordadura IPE500 no último piso) e com os resultados obtidos com o modelo original.

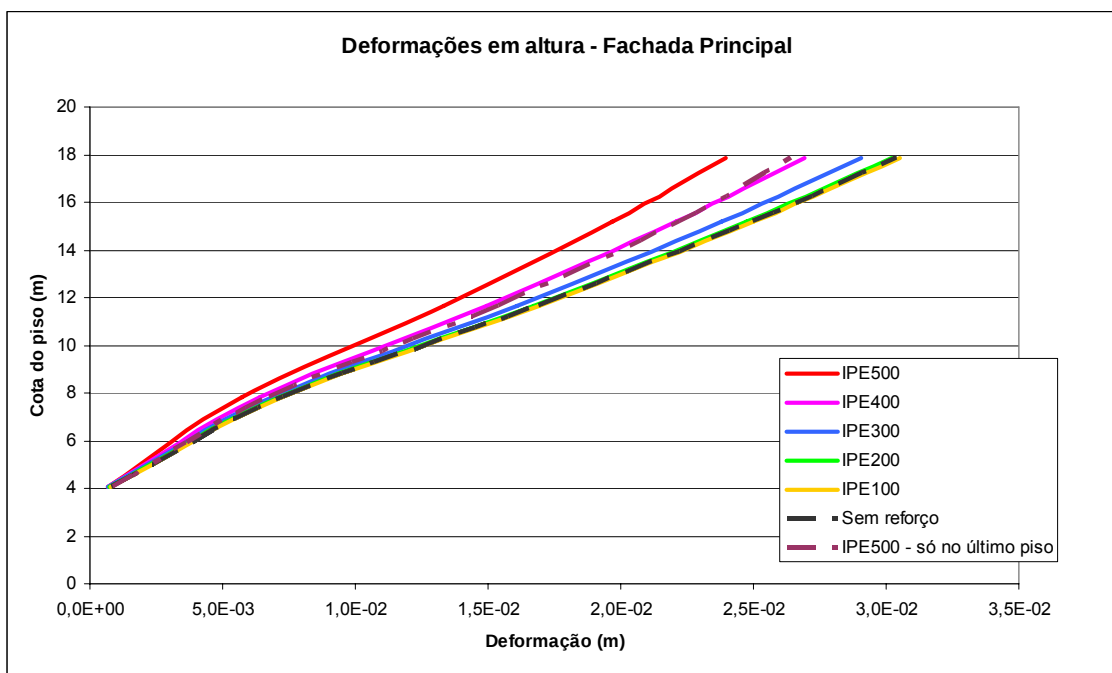


Fig. 129 - Evolução das deformações horizontais da fachada principal em altura, para os diferentes tipos de viga metálica de bordadura em todos os pisos, comparando com a viga metálica de bordadura IPE500 apenas no último piso e com o modelo original

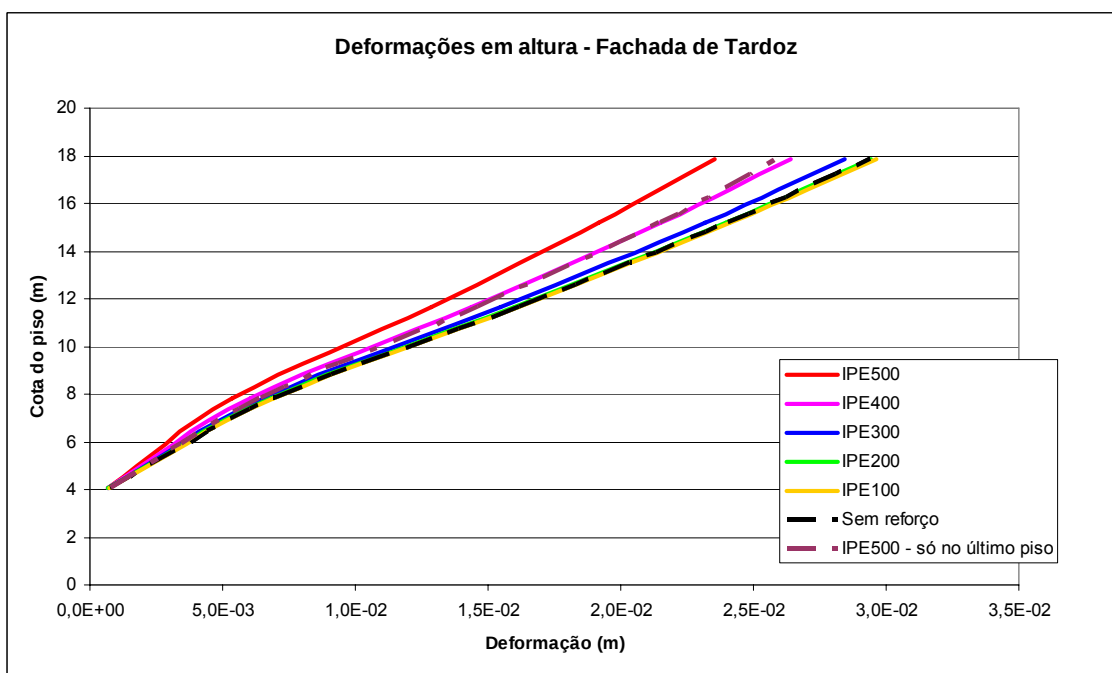


Fig. 130 - Evolução das deformações horizontais da fachada de tardoz em altura, para os diferentes tipos de viga metálica de bordadura em todos os pisos, comparando com a viga metálica de bordadura IPE500 apenas no último piso e com o modelo original

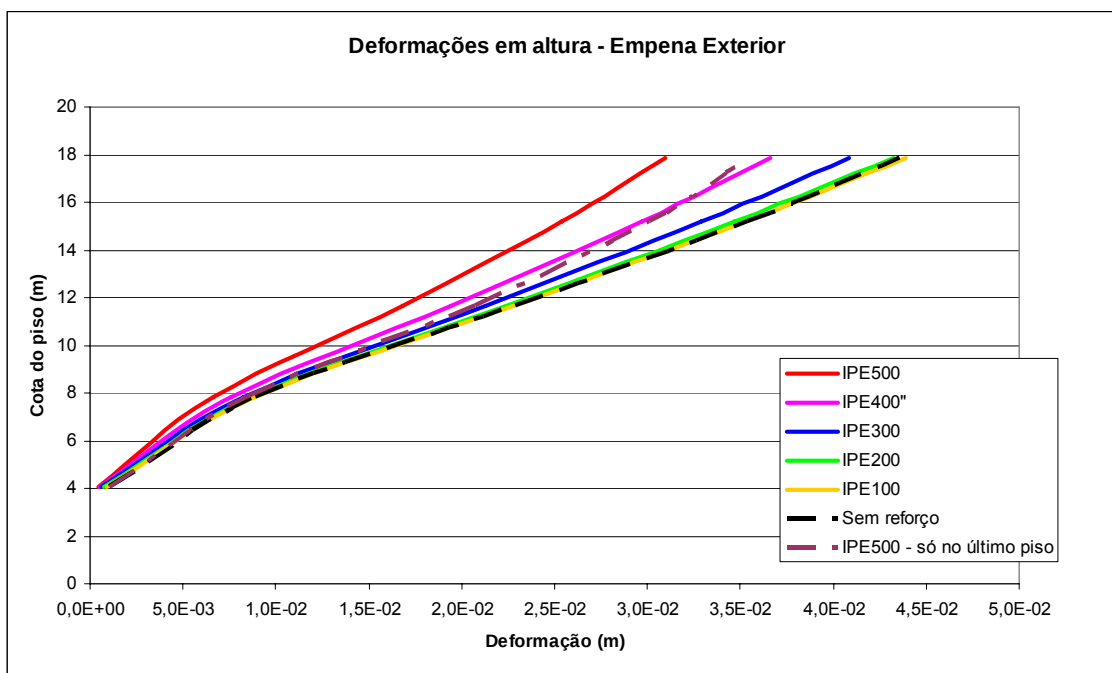


Fig. 131 - Evolução das deformações horizontais da empena exterior em altura, para os diferentes tipos de viga metálica de bordadura em todos os pisos, comparando com a viga metálica de bordadura IPE500 apenas no último piso e com o modelo original

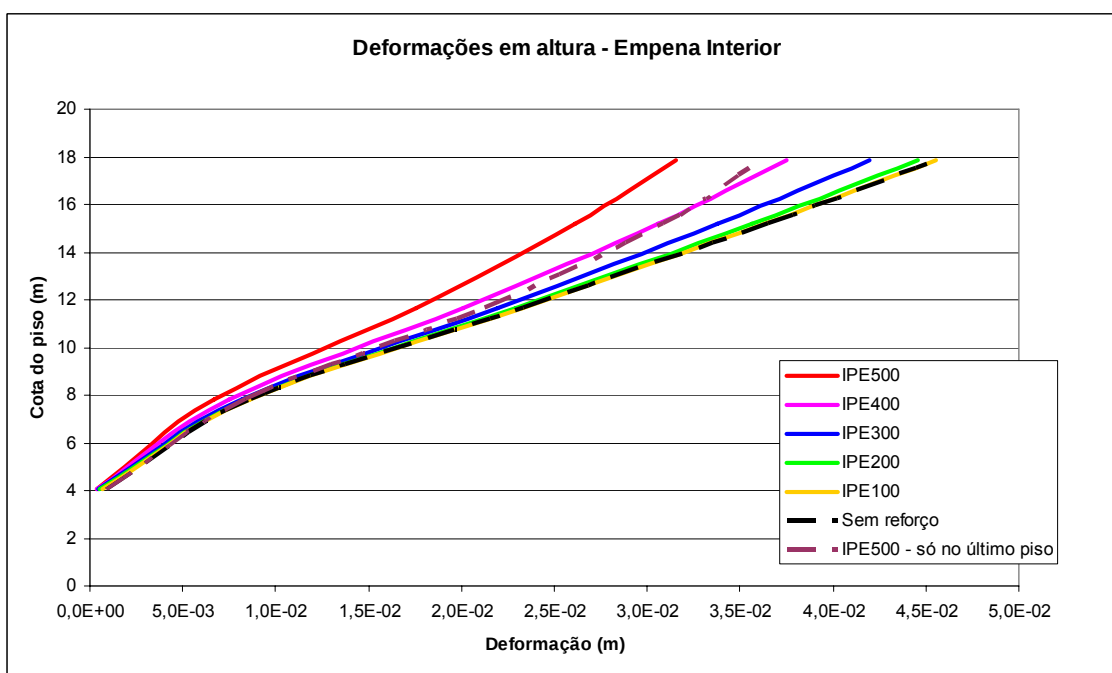


Fig. 132 - Evolução das deformações horizontais da empena interior em altura, para os diferentes tipos de viga metálica de bordadura em todos os pisos, comparando com a viga metálica de bordadura IPE500 apenas no último piso e com o modelo original

Pode-se observar que os deslocamentos do modelo de reforço com viga de bordadura no último piso são semelhantes à utilização de viga de bordadura IPE400 em todos os pisos. Em termos de deslocamentos, esta solução de reforço só será vantajosa para um perfil IPE500, lembrando que não se estudam perfis IPE com dimensões maiores devido às dimensões das paredes. A solução a estudar neste subcapítulo será então a solução de reforço com viga de bordadura IPE500 em todos os pisos.

Comparando as características modais das duas soluções de reforço (viga metálica de bordadura IPE500 no último piso ou em todos os pisos), a frequência aumentou ligeiramente – de 1,22Hz passou a 1,32Hz. Também em termos de participações de massa segundo x e segundo y não se notam alterações relevantes, sendo que nos primeiros modos aumenta de forma desprezável. A configuração dos modos também é semelhante para as duas situações de reforço.

Apesar dos valores dos deslocamentos em altura serem menores para a solução de reforço com vigas metálicas em todos os pisos, as alvenarias estarão sujeitas a tensões superiores, em caso de sismo, comparativamente com a solução de reforço com viga de bordadura apenas no último piso. Assim, pode-se afirmar que, por um lado, o aumento de rigidez do edifício conduz a menores deformações, mas por outro aumentam os valores das tensões nas paredes de alvenaria (ver da figura 133 a 142).

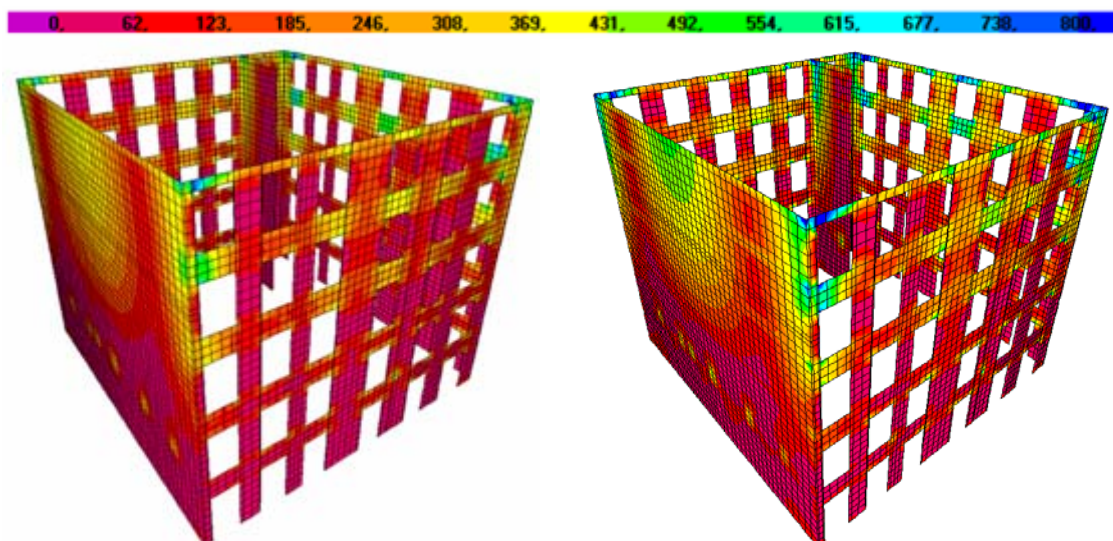


Fig. 133 - Tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 no último piso [kPa]

Fig. 134 - Tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 em todos os pisos [kPa]

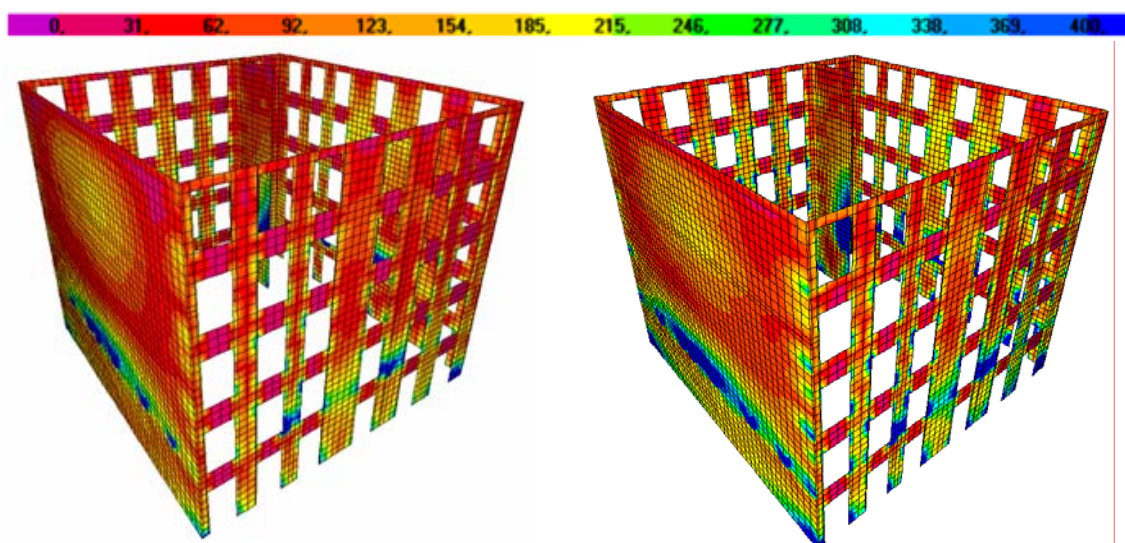


Fig. 135 - Tensões normais verticais (S22) nos elementos de alvenaria, devido ao efeito do sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 no último piso [kPa]

Fig. 136 - Tensões normais verticais (S22) nos elementos de alvenaria, devido ao efeito do sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 em todos os pisos [kPa]

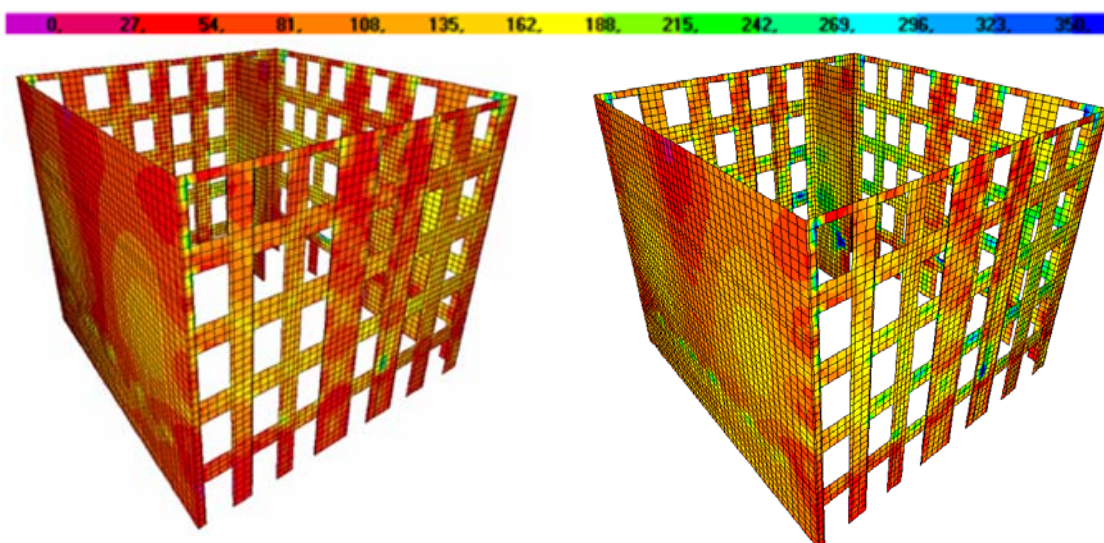


Fig. 137 - Tensões de corte no plano da parede (S12) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 no último piso [kPa]

Fig. 138 - Tensões de corte no plano da parede (S12) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 em todos os pisos [kPa]

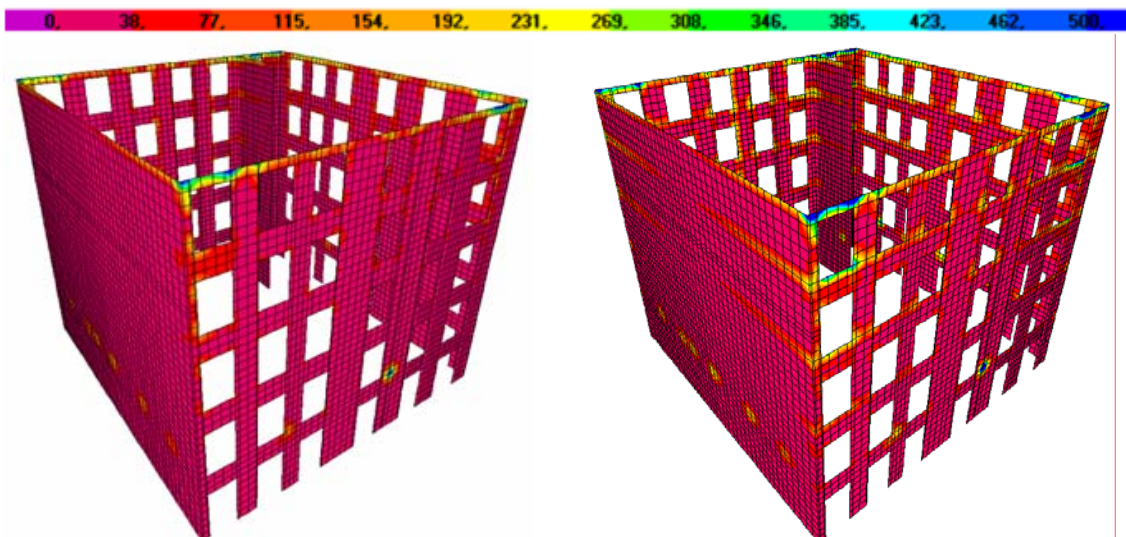


Fig. 139 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 no último piso [kPa]

Fig. 140 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 em todos os pisos [kPa]

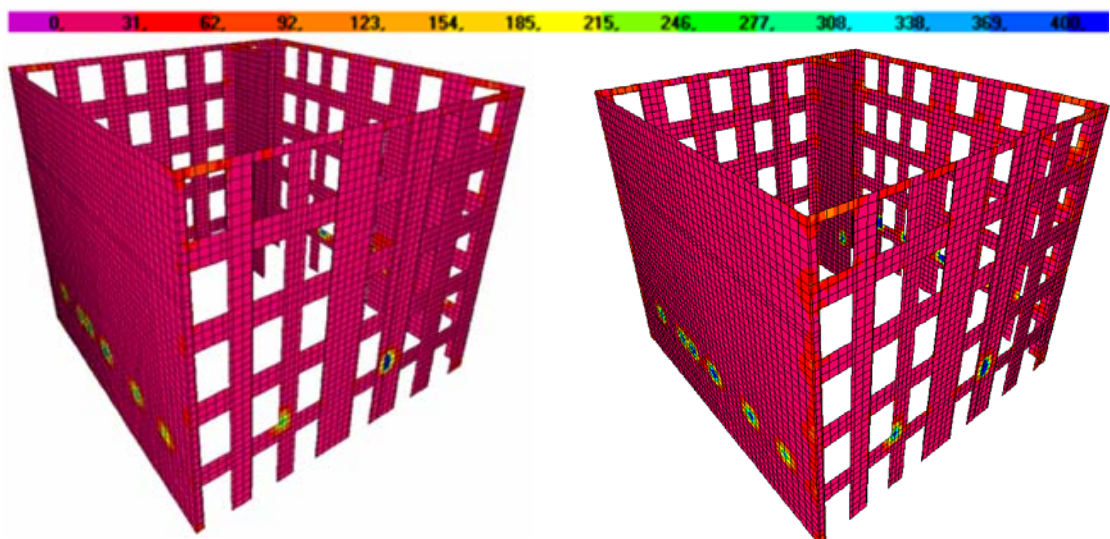


Fig. 141 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 no último piso [kPa]

Fig. 142 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com viga de bordadura IPE500 em todos os pisos [kPa]

Relativamente às tensões nos pilares, estes encontram-se ligeiramente mais comprimidos para esta última solução de reforço. No entanto, a diferença não é muito significativa. O mesmo irá acontecer com os esforços nos frontais.

Comparando as forças de arranque dos frontais dos dois modelos de reforço, ao colocar vigas de bordadura em todos os pisos, as forças de arranque serão inferiores nos pisos mais baixos e superiores nos pisos acima. Aqui já se notam diferenças mais acentuadas, especialmente das tracções máximas nas ligações do último piso, que em média aumentam 140% de um modelo para o outro. Porém, estas forças continuam a ser inferiores às do modelo sem reforço (neste nível, em média 30,45%).

As diferenças nas forças de arranque dos barroteiros não serão significativas. Na fachada principal a tracção máxima dos elementos dos primeiros pisos serão inferiores, nos restantes elementos as diferenças são pouco significativas.

Da análise comparativa das duas soluções de reforço, é possível observar que não compensará colocar vigas de bordadura em todos os pisos só analisando os resultados devido à combinação sísmica. Por outro lado, esta última solução de reforço seria também mais complicada de executar em obra e economicamente menos viável.

5.3. Reforço do piso com diagonais metálicas

Outra solução estudada foi o reforço do pavimento com diagonais metálicas, de forma a conferir maior rigidez ao mesmo, especialmente rigidez distorcional. Um exemplo de ligação possível entre as diagonais de reforço e os elementos de madeira do pavimento está ilustrado na figura 131.

Inicialmente a situação de reforço do piso com diagonais metálicas seria obtida intersectando os

extremos de todos os frontais. No entanto, devido à falta de simetria do edifício, esta solução teve que ser abandonada, uma vez que seria muito complexa e de difícil implementação, como está ilustrado na figura 143.

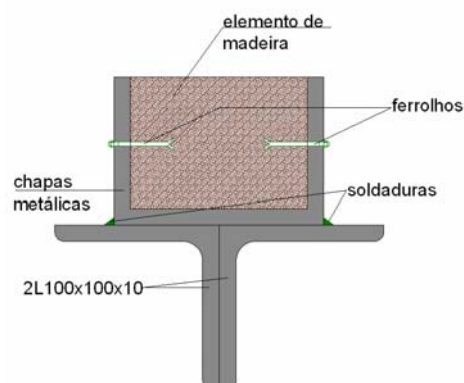


Fig. 143 - Exemplo de ligação possível entre as diagonais de reforço e os elementos de madeira do pavimento

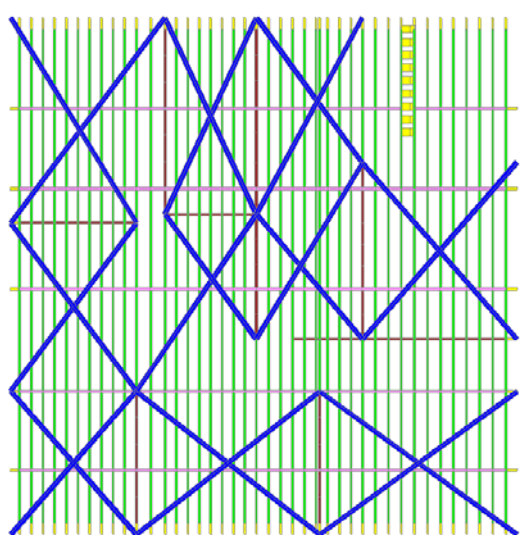


Fig. 144 - Modelo de reforço do piso interceptando as extremidades de todos os frontais

Optou-se então por implementar uma malha de diagonais que intersectasse todos os frontais. A solução proposta é definida por perfis afastados entre si de sensivelmente 4m segundo o eixo dos y. Os perfis adoptados são cantoneiras duplas de lados iguais, sendo necessário ter em conta que se deve respeitar a máxima espessura do pavimento.

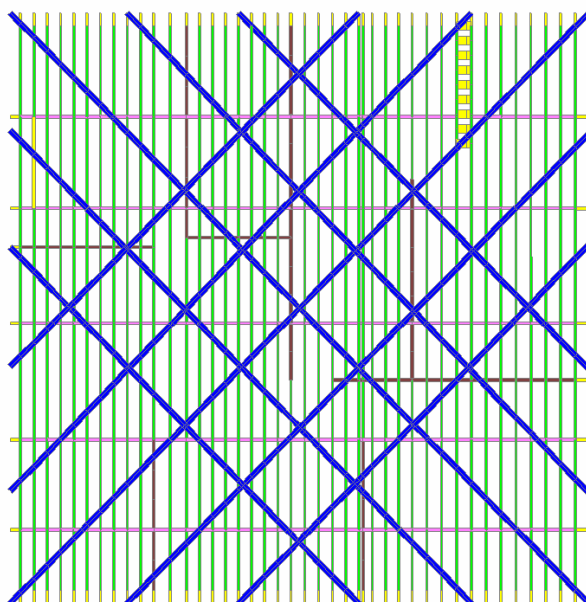


Fig. 145 - Solução de reforço do pavimento adoptada

Analisou-se então as deformações horizontais das fachadas usando cantoneiras 2L100x100x10 e 2L200x200x20. Os resultados desta análise estão representados graficamente nos gráficos seguintes (fig. 146 a 149) e os valores obtidos são comparados aos valores correspondentes ao modelo original.

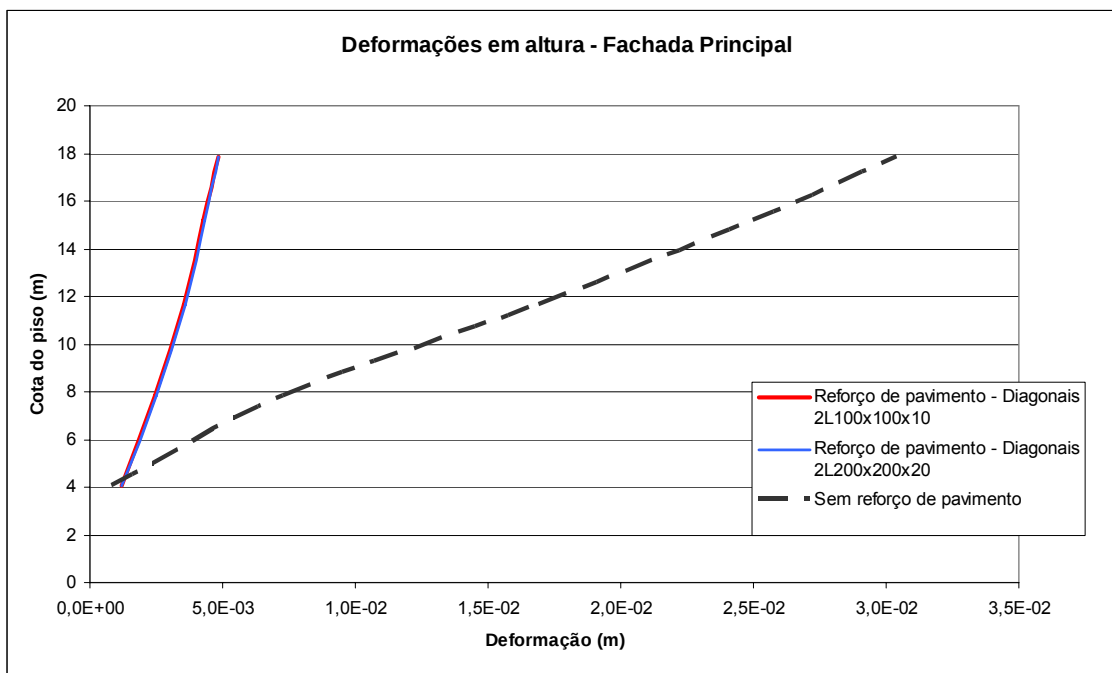


Fig. 146 - Evolução em altura das deformações horizontais da fachada principal para dois modelos de reforço do piso com diagonais de secção diferente e para o modelo original

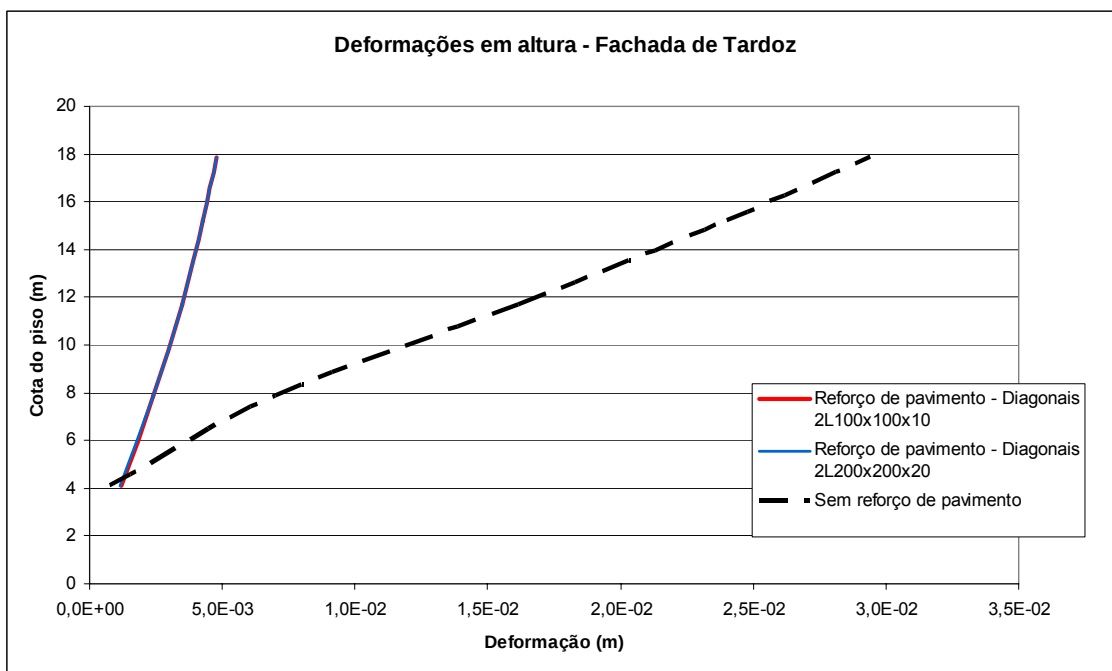


Fig. 147 - Evolução em altura das deformações horizontais da fachada de tardoz para dois modelos de reforço do piso com diagonais de secção diferente e para o modelo original

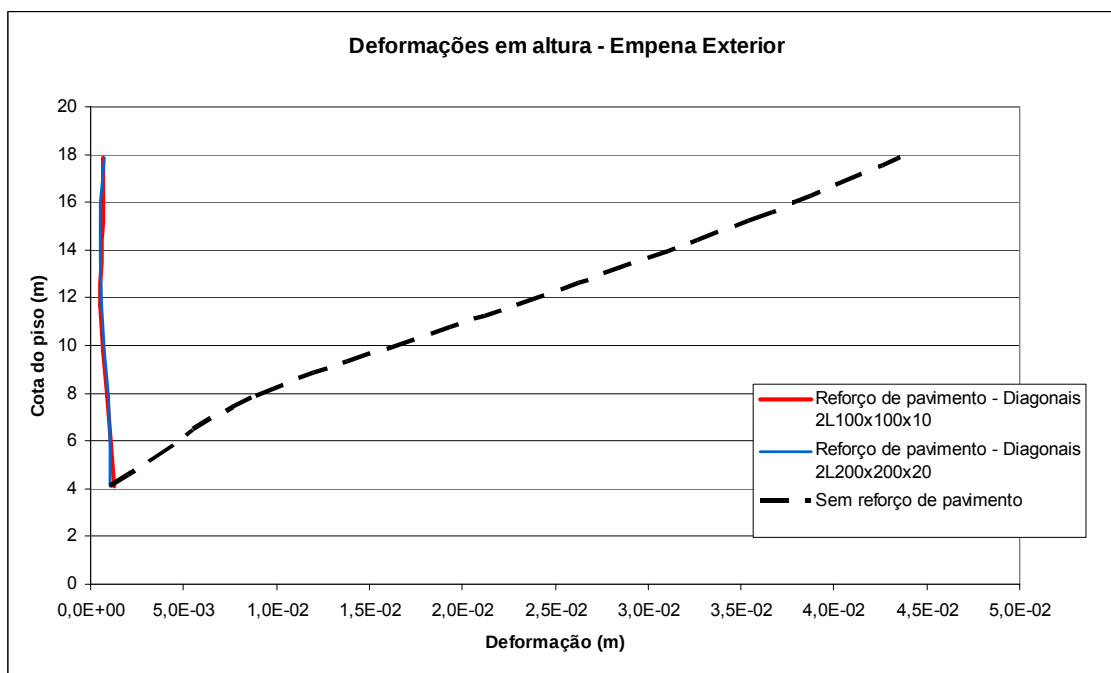


Fig. 148 - Evolução em altura das deformações horizontais da empena exterior para dois modelos de reforço do piso com diagonais de secção diferente e para o modelo original

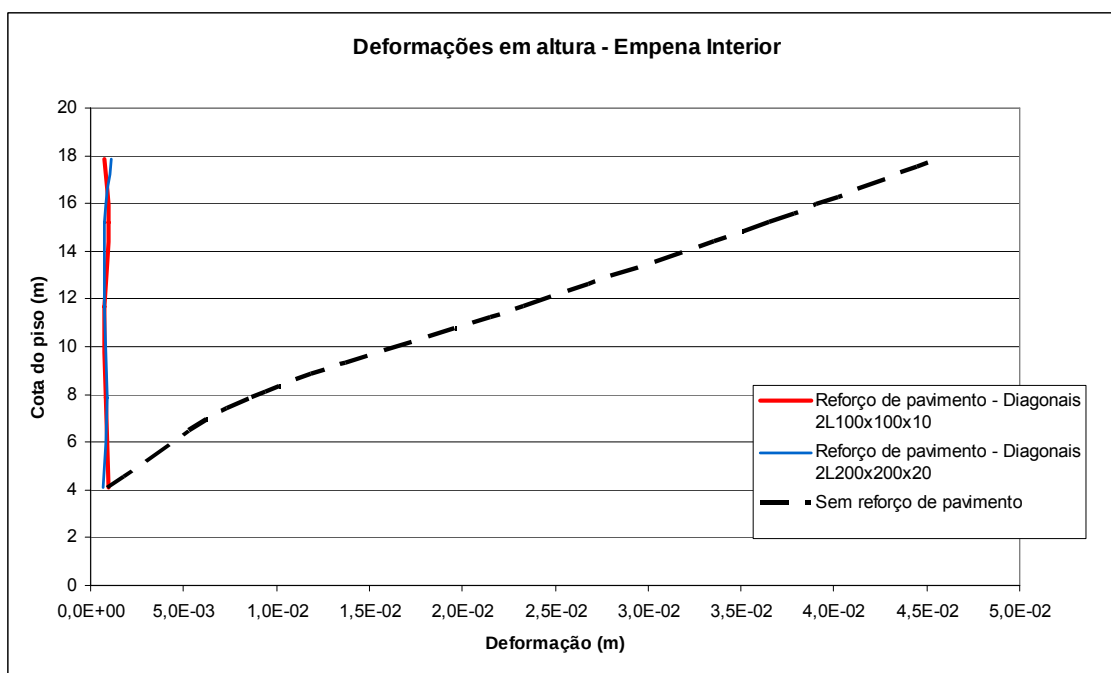


Fig. 149 - Evolução em altura das deformações horizontais da empena interior para dois modelos de reforço do piso com diagonais de secção diferente e para o modelo original

É possível observar que a adopção destas diagonais irá reduzir significativamente as deformações nas paredes de alvenaria - na ordem de 2,5cm a 3cm nas fachadas e de 4cm nas empenas. É possível ainda observar que não existe uma diferença considerável entre a

utilização das duas cantoneiras distintas, logo ir-se-á estudar a solução com cantoneiras 2L100x100x10, as de menores dimensões.

Uma vez que nesta solução de reforço se estão a alterar as características de rigidez do edifício de forma importante, analisou-se a alteração na resposta sísmica do edifício com esta introdução. Para tal, avaliaram-se as deformadas devido ao sismo, estudando cada direcção separadamente, comparando o modelo original e o modelo de reforço. A representação gráfica das mesmas (na mesma escala) encontra-se de seguida:

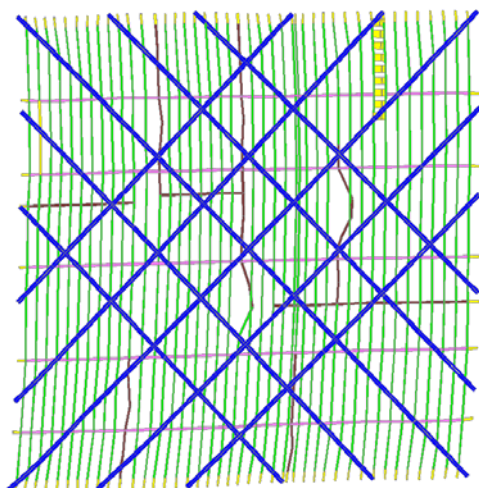


Fig. 150 - Deformação do último piso pela actuação de um sismo segundo x, no modelo com reforço de pavimento 2L100x100x10 (f.e.: 200)

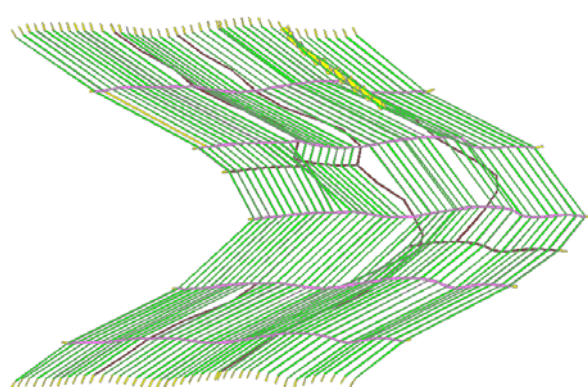


Fig. 151 - Deformação do último piso pela actuação de um sismo segundo x, no modelo sem reforço de pavimento (f.e.: 200)

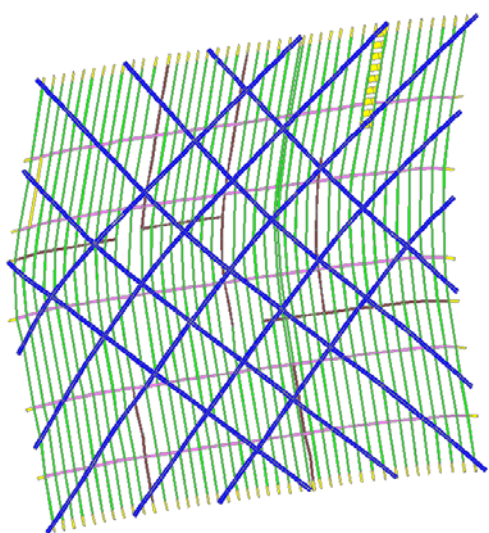


Fig. 152 - Deformação do último piso pela actuação de um sismo segundo y, no modelo com reforço de pavimento 2L100x100x10 (f.e.: 200)



Fig. 153 - 4ª Deformação do último piso pela actuação de um sismo segundo y, no modelo sem reforço de pavimento (f.e.: 200)

Como se pode observar, a introdução das diagonais vai diminuir drasticamente a deformação do piso. No entanto, passa a existir uma componente importante de rotação de piso rígido que não se verificava anteriormente, especialmente segundo a direcção y.

Devido ao aumento de rigidez do edifício, também a frequência fundamental será afectada, passando de 1,13Hz para 1,56Hz.

A participação de massa estará mais concentrada nos primeiros modos:

- Participação de massa em x do primeiro modo passa de 41,63% a 73,42%
- Participação de massa em y do segundo modo passa de 46,41% para 52,99%

Este factor leva a que não existam tantos modos de vibração globais do edifício. O primeiro modo de vibração local será o quarto.

A participação de massa global ao fim de 50 modos também irá aumentar, mas de forma menos significativa:

- Participação de massa acumulada em x passa de 77,31% para 80,24%;
- Participação de massa acumulada em y passa de 76,79% para 83,64%

Os modos de vibração globais terão uma configuração muito semelhante à de piso rígido, havendo deformações muito pouco significativas no plano horizontal.

Enquanto o primeiro modo (figura 154) continua a ser caracterizado por uma translação em x, não se nota deformação das alvenarias como acontecia no modelo inicial. No segundo modo (figura 155), segundo y, já se verifica uma forte componente de rotação do piso, sendo que o terceiro modo (figura 156) será caracterizado por uma torção do edifício (com rotação muito próxima de piso rígido em cada nível).

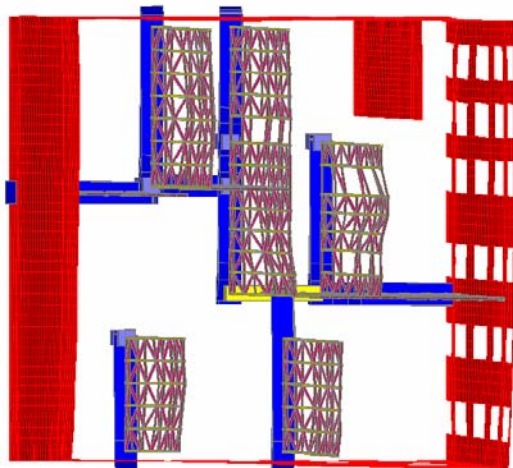


Fig. 154 - 1º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 100)

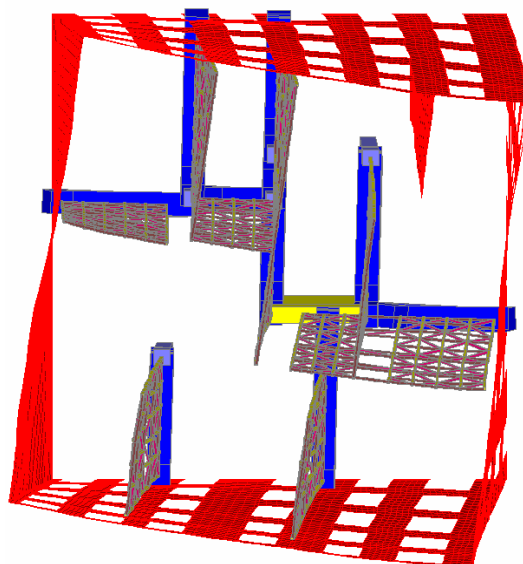


Fig. 155 - 2º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 100)

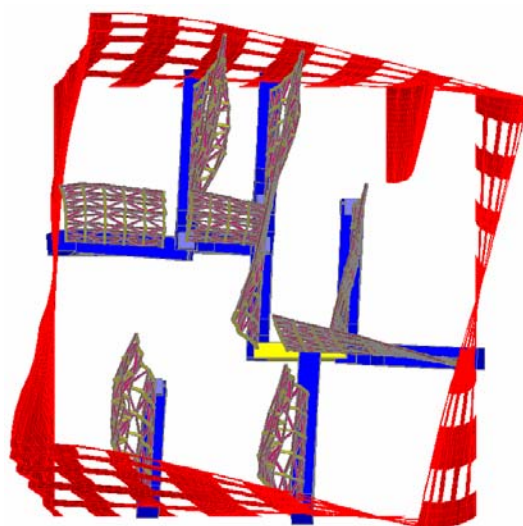


Fig. 156 - 3º modo de vibração, frontais e paredes de alvenaria vistos do topo (f.e.: 100)

A introdução de diagonais metálicas vai melhorar de forma significativa as tensões a que as paredes de alvenaria estarão sujeitas, principalmente aquando da ocorrência de um sismo. De seguida representam-se lado a lado os mapas de tensões com mudanças mais significativas, com a mesma escala de cores, resultantes do modelo original e do modelo com reforço de piso. Convém focar mais uma vez que nas tensões nas alvenarias não se considera a combinação sísmica mas apenas o efeito sísmico afectado do coeficiente de comportamento.

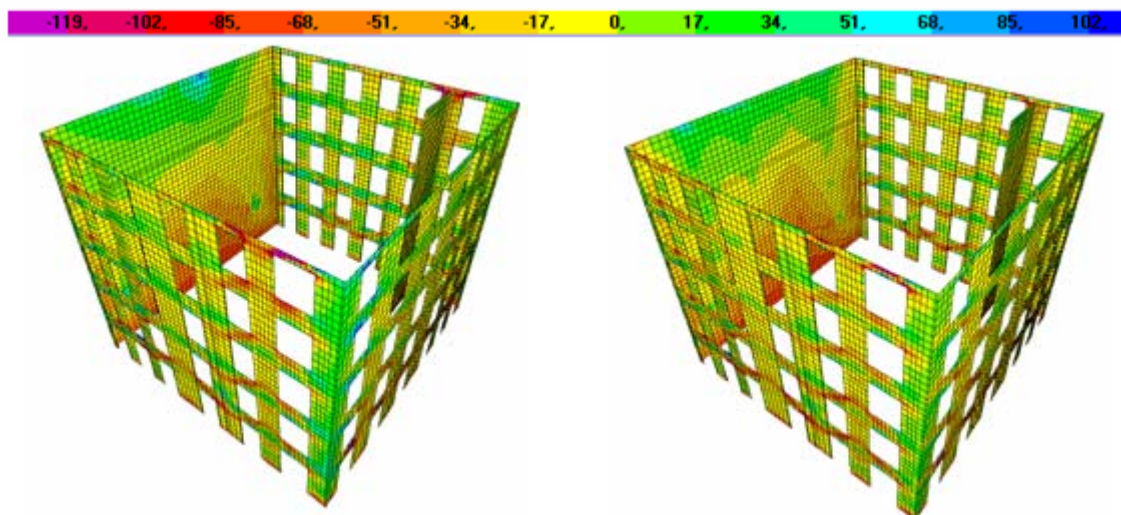


Fig. 157 - Mapa de tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) – modelo original [kPa]

Fig. 158 - Mapa de tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) – modelo com reforço do pavimento 2L100x100x10 [kPa]

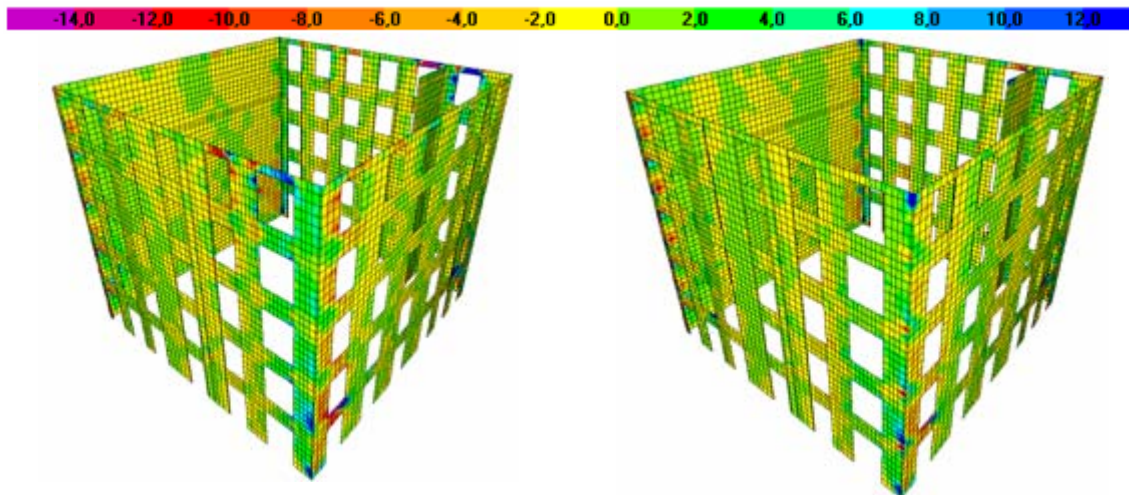


Fig. 159 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) – modelo original [kPa]

Fig. 160 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) – modelo com reforço do pavimento 2L100x100x10 [kPa]

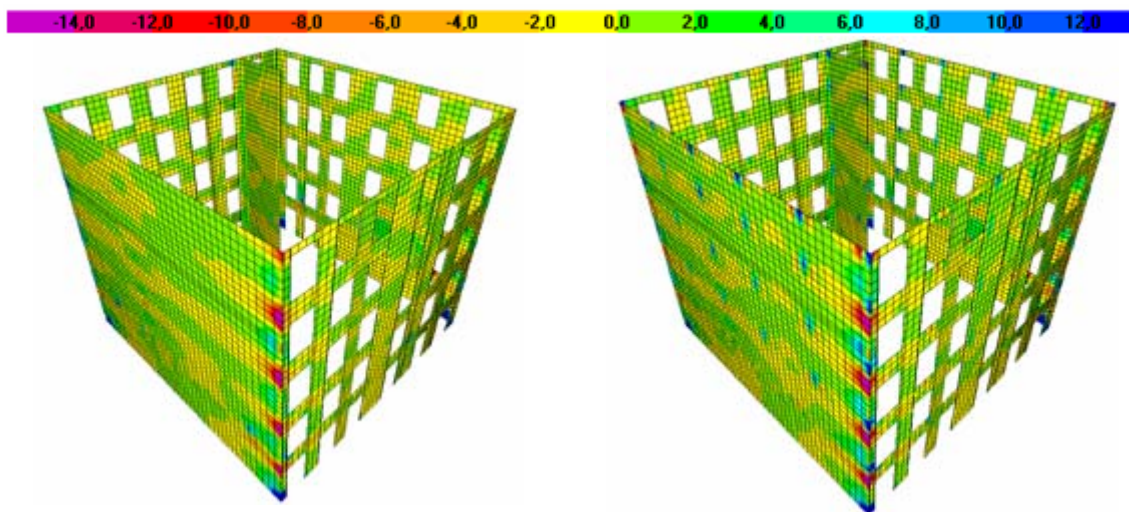


Fig. 161 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) – modelo original [kPa]

Fig. 162 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido às cargas quase permanentes (cargas verticais) – modelo com reforço do pavimento 2L100x100x10 [kPa]

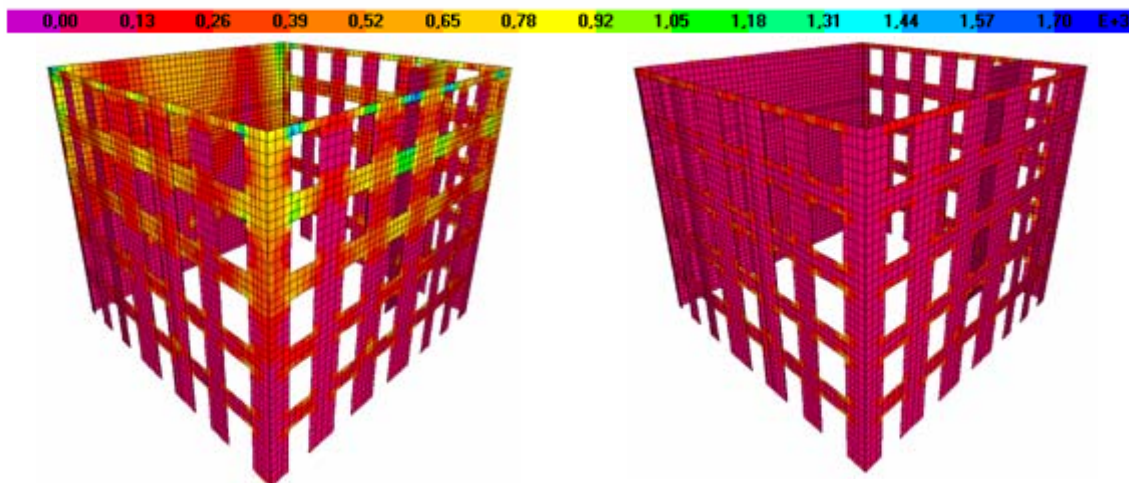


Fig. 163 - Tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo original [kPa]

Fig. 164 - Tensões normais horizontais (S11) nos elementos de alvenaria, devido à acção do sismo – modelo com reforço do pavimento 2L100x100x10 [kPa]

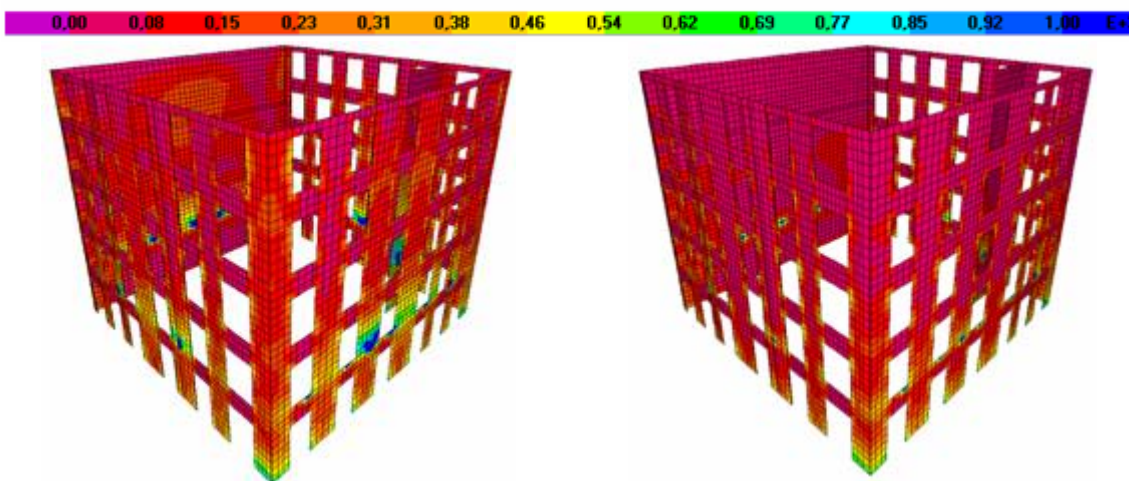


Fig. 165 - Tensões normais verticais (S22) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo original [kPa]

Fig. 166 - Tensões normais verticais (S22) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com reforço do pavimento 2L100x100x10 [kPa]

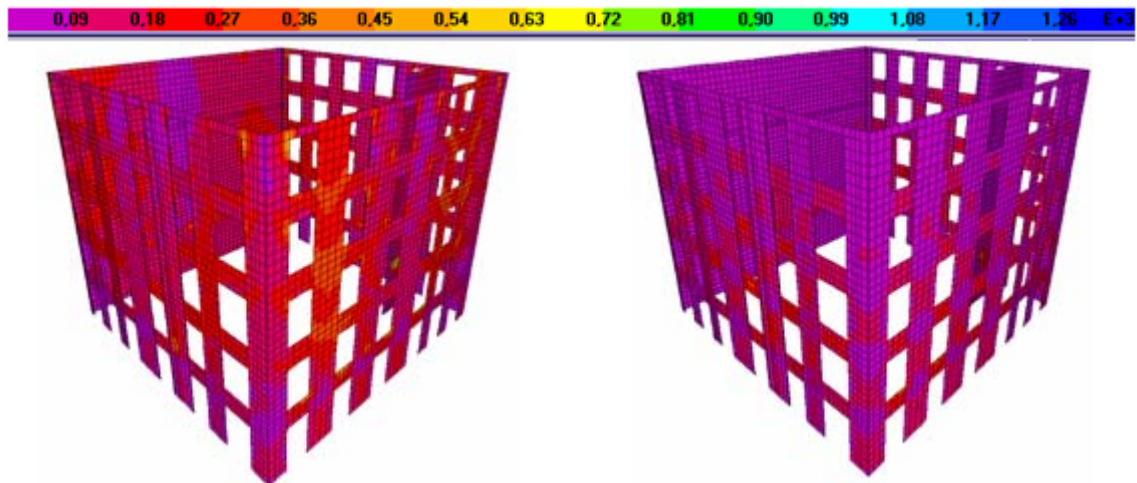


Fig. 167 - Tensões de corte no plano da parede (S12) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo original [kPa]

Fig. 168 - Tensões de corte no plano da parede (S12) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com reforço do pavimento 2L100x100x10 [kPa]

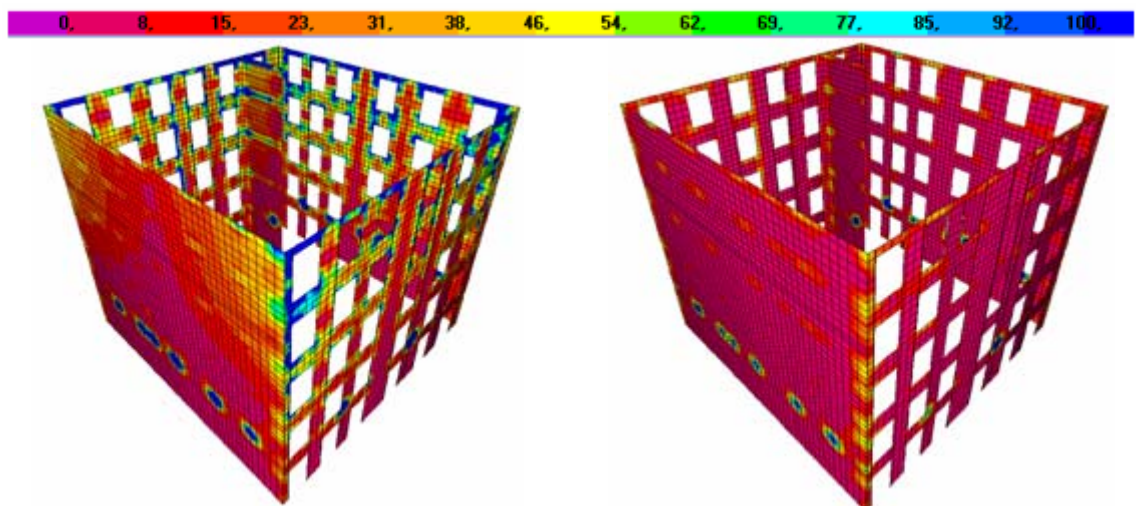


Fig. 169 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo original [kPa]

Fig. 170 - Tensões de corte fora do plano da parede (S13) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com reforço do pavimento 2L100x100x10 [kPa]

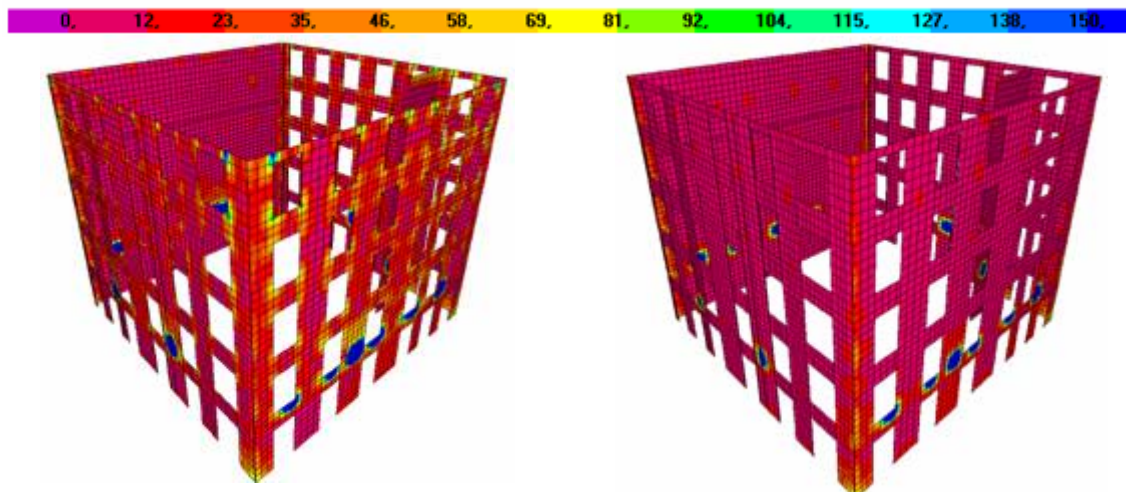


Fig. 171 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo original [kPa]

Fig. 172 - Tensões de corte fora do plano da parede (S23) nos elementos de alvenaria, devido ao sismo – modelo com reforço do pavimento 2L100x100x10 [kPa]

Ao nível de tensões devidas a combinações quase permanentes, notam-se diferenças pouco relevantes:

- nas tensões normais horizontais, cujos esforços de tracção máximos ao nível do último piso e cantos passam da ordem dos 68kPa para metade;
- nas tensões de corte fora do plano da parede S13, em que os esforços máximos no último piso passam da ordem dos 12kPa para 6kPa;
- nas tensões de corte fora do plano da parede S23, em que se verifica um aumento de 4kN para 12kPa

Relativamente ao comportamento devido à acção sísmica (já afectada do coeficiente de comportamento), notam-se alterações bastante significativas, especialmente na zona superior do edifício e nas ligações de fachada com empena – zonas estas que apresentavam o comportamento mais problemático. Nota-se que as tensões nas paredes do edifício uniformizaram mais, consequência directa do controlo das deformações no plano horizontal (menores deslocamentos).

- As tensões normais horizontais passaram de máximos na ordem dos 1700kPa para 400kPa;
- No topo do edifício, as tensões normais verticais passam de máximos à volta de 180kPa para 73kPa;
- Na zona inferior do edifício, as tensões normais verticais passam de máximos a rondar os 850kPa para 500kPa;
- As tensões de corte fora do plano da parede apresentavam valores máximos de 500kPa nos cantos, passando agora para 80kPa;

- As tensões de corte no plano mais elevadas passam a ser da ordem dos 200-240kPa, na zona dos vãos da janela (zona onde já se tinha abordado uma possível construção mais resistente a tracções);
- As tensões de corte fora do plano da parede S13 passam de máximos de cerca de 350kPa nos cantos e topo do edifício para os 60kPa;
- As tensões de corte no plano da parede S23 passam de máximos de cerca de 90kPa nos cantos do edifício para os 54kPa.

Globalmente, as alterações resultantes da implementação desta solução de reforço serão extremamente positivas para as alvenarias. De facto, as zonas mais problemáticas do edifício seriam as zonas de união de fachadas e empenas e o topo do mesmo. Implementando diagonais metálicas de reforço, as tensões nestas zonas irão baixar drasticamente – no caso mais gravoso (tensões normais horizontais), os valores máximos baixam na ordem de 75%. O edifício passa a apresentar uma distribuição mais uniforme de tensões sendo que, no caso de zonas de cargas concentradas (nomeadamente a ligação dos elementos de pavimento no primeiro piso) e em alguns cantos de aberturas não se verificam alterações. Para as ligações dos elementos do pavimento, será conveniente utilizar soluções pontuais de reforço adicionais.

De seguida apresenta-se um quadro resumo com as tensões extremas a que os pilares estarão sujeitos no caso de combinação sísmica após este reforço, fazendo-se ainda a média das diferenças percentuais entre estes valores e os resultantes do modelo original.

	$\sigma_{\text{máx}}$ (kPa)	$\sigma_{\text{mín}}$ (kPa)	σ_{CQP} (kPa)	τ (kPa)	τ_{limite} (kPa)
P1	-64,56	-2258,13	-1187,71	0,20	537,91
P2	290,91	-3736,78	-2793,73	-0,11	764,15
P3	-266,33	-2180,32	-1255,13	0,32	575,46
P4	-226,77	-2266,40	-1280,07	0,32	582,40
P5	-129,33	-2331,11	-1263,69	0,43	577,48
Pilar-parede	290,91	-2676,14	-1192,61	3,81	556,24
Variação média entre modelos (%)	54,15%	-16,37%	-11,46%	13,11%	-

Tabela 24 – Tensões nos pilares – tensões normais máximas e mínimas devido à combinação sísmica, tensão normal máxima devido à combinação quase permanente, tensão tangencial máxima devido à combinação sísmica e tensão tangencial mínima; variação média percentual de cada uma das tensões analisadas entre o modelo inicial e o modelo em estudo (reforço do pavimento com diagonais 2L100x100x10)

Com a introdução dos reforços do pavimento, os pilares passarão a estar mais solicitados. Passam a existir esforços de tracção no pilar-parede, o que não ocorria inicialmente. O pilar P2, por outro lado, já apresentava esforços de tracção.

Verificando as dimensões dos mesmos, as suas secções deveriam ser reforçadas com a implementação desta solução.

Também em termos dos esforços dos frontais, esta alteração no piso se irá manifestar.

Em média, o esforço de tracção máximo dos prumos diminuiu para cada frontal 656,6% (o prumo mais traccionado de todos os frontais tem uma tracção de 1,55kN) e das diagonais diminuiu cerca de 65,53% (esforço de tracção máximo no conjunto de todas as diagonais: 14,03kN). As tensões suportadas por estes elementos passaram a estar englobadas num intervalo mais pequeno, sendo que os extremos, em termos absolutos, diminuíram na ordem dos 40-60%.

Esta alteração será então favorável para os frontais, sendo que estes serão menos solicitados e estarão sujeitos a menores valores de tracções. Este facto é bastante importante devido às ligações dos diferentes elementos de madeira (que na maioria dos casos não suportarão qualquer esforço de tracção).

A diminuição de esforços de tracção poder-se-á ainda verificar ao nível das forças de arranque dos barrotes. Apenas na ligação do último piso, dos frontais F1 e F4 é excedida a máxima resistência considerada neste trabalho (10kN). A diminuição média da força de arranque dos frontais nos diferentes níveis encontra-se resumida no quadro abaixo.

Diminuição média da força de arranque (%)										
1	2	B	3	4	C	5	6	D	7	E
71,46%	133,42%	64,13%	162,57%	54,04%	101,16%	55,89%	68,20%	39,81%	44,64%	62,15%

Tabela 25 - Diminuição média percentual das forças de arranque dos frontais, nos diferentes níveis de ligação com a alvenaria, do modelo de reforço do piso com diagonais 2L100x100x10 face ao modelo original

Esta redução pode ainda ser observada nas forças de arranque dos barrotes. Apesar de serem todos sujeitos a esforços de tracção para alguma combinação de cargas, os esforços máximos em módulo das forças de arranque diminuíram à volta de 30% na fachada principal e 60% na fachada de tardo (tracções e compressões máximas).

Finalmente, pode-se ainda verificar que o aumento de rigidez do edifício, e consequentemente o aumento dos valores das frequências próprias, irá fazer com que este absorva mais esforços devido ao sismo (correspondendo valores espectrais superiores). Este aumento irá ser especialmente significativo na força de corte basal segundo x, contribuindo assim para um maior esforço nos pilares (ver tabela 26).

	Forças basais devido à acção sísmica					
	GlobalFX (kN)	GlobalFY (kN)	GlobalFZ (kN)	GlobalMX (kNm)	GlobalMY (kNm)	GlobalMZ (kNm)
Modelo original	1904,19	2109,89	9,41	25077,17	25266,92	31083,45
Modelo com reforço de piso com diagonais 2L100x100x10	3017,41	2208,17	11,48	29092,82	36388,87	46609,38
Δ (%)	58,46%	4,66%	22,00%	16,01%	44,02%	49,95%

Tabela 26 - Comparação das forças basais devidas ao sismo (já afectado do coeficiente de comportamento) entre o modelo original e o modelo com reforço do piso com diagonais 2L100x100x10

6. CONCLUSÕES

Após esta abordagem aos edifícios pombalinos é necessário referir as condições em que os mesmos se encontram nos dias correntes. Como se pôde observar nas visitas ao edifício em estudo, fizeram-se alterações desregradas e inconsequentes a estes edifícios, comprometendo toda a estrutura, não apenas do ponto de vista sísmico mas do ponto de vista corrente.

O factor mais gravoso é a supressão completa de elementos resistentes – frontais – sem implementação de qualquer tipo de alternativa. Como se pôde observar nas plantas do mesmo, os elementos verticais resistentes não têm qualquer continuação em altura. Há também que salientar as condições a que os materiais estão sujeitos – elementos resistentes expostos e degradados, escorrência de água no interior do edifício, etc. – que irão comprometer as resistências dos mesmos. Além destes factores, a estrutura será ainda mais solicitada devido à estrutura do elevador que se implementou na mesma.

Há também que mencionar que o modelo realizado é um modelo simplista e em certos pontos especulativo.

Em primeiro lugar, é importante analisar as condições do edifício, através de técnicas se possível pouco intrusivas. Os factores mais importantes a conhecer para melhor analisar a resposta do mesmo em caso de sismo são:

- O tipo de ligações dos elementos de madeira entre si e às alvenarias;
- Estudar experimentalmente as características resistentes dos materiais presentes no mesmo;
- Aferir com exactidão quais os elementos resistentes;
- Fazer uma análise detalhada de alterações na estrutura que poderão comprometer o seu comportamento, nomeadamente introdução de elementos de canalização e falhas graves na alvenaria.

A análise efectuada considerou um modelo hipoteticamente original. Assim, não foram tidos em conta todos os problemas anteriormente descritos, com especial relevância para a falta de continuidade de elementos resistentes em altura. Tem-se a referir que, na realidade, este factor isoladamente compromete gravemente toda a estrutura, sendo que os resultados de um modelo realista actual se esperaríamos mais gravosos.

A análise feita foi uma análise dinâmica linear, não estudando o comportamento gradual da estrutura em caso de sismo. O sismo foi analisado como espectro de resposta, tendo sido analisada apenas a acção sísmica tipo 2, por ser a condicionante.

Da análise do edifício, há que referir que, sendo fiel à concepção dos edifícios pombalinos, o maior problema estrutural prender-se-á com as alvenarias. As tensões nas alvenarias serão demasiado elevadas, especialmente nas zonas superiores do edifício. As principais causas deste comportamento prendem-se com a massa excessiva a descarregar nas alvenarias

devido ao telhado e a pouca rigidez axial do piso, especialmente entre empenas, que irá possibilitar deformações significativas no plano horizontal.

A empena é particularmente solicitada, sendo um elemento de menor espessura e contínuo. Também neste ponto é necessário considerar esta análise como simplificada, sendo que é importante considerar o restante edifício para lá da empena para aferir com maior precisão o comportamento da mesma.

Outras zonas “negras” do edifício são as zonas de intersecção fachada-empena e os cantos das aberturas. Quanto às aberturas, há que olhar para os resultados de forma céptica, uma vez que esta zona poderá estar reforçada com arcos de pedra, sendo que não apresenta fendilhações presentes como se poderia julgar da análise dos resultados. A zona de ligação entre pareces de alvenaria deverá ser estudada, garantindo que o processo construtivo não levou à criação de zonas enfraquecidas e, se tal se verificar, adoptar processos de melhoramento da capacidade resistente da alvenaria.

Outra zona problemática será a zona de ligação dos elementos de pavimento às alvenarias, ao nível do primeiro piso. Estas são caracterizadas por picos de tensão, sendo zonas a reforçar.

Há que referir que ambos os pontos abordados anteriormente são em parte produto da modelação de piso adoptada.

Outro factor que poderá condicionar a resposta sísmica da estrutura são as ligações dos elementos de madeira à alvenaria. Como se constatou, os elementos encontram-se no geral traccionados. É importante garantir que as ligações são capazes de resistir a estes esforços de tracção.

Da análise da modelação dos pisos conclui-se que esta terá bastante influência nos resultados obtidos, especialmente a nível do primeiro piso, em alvenaria. Em termos de redistribuição de cargas é importante o piso apresentar rigidez à distorção e rigidez axial entre empenas, de forma a que as cargas se distribuam mais equitativamente aos frontais, não sobrecarregando as alvenarias em excesso e também de forma a transmitir menos esforços (ou esforços mais distribuídos) na ligação de elementos de madeira e alvenarias.

O aumento da rigidez axial entre empenas irá traduzir-se em menores deformações horizontais ao nível das alvenarias, existindo menor deformação axial do piso. Como já foi dito, estas serão importantes para analisar o verdadeiro estado de tensão nas alvenarias, que irá condicionar o edifício.

Quanto às soluções de reforço sísmico, tendo em conta que o principal problema do edifício será ao nível das alvenarias, estas soluções passam por distribuir mais equitativamente os esforços ao longo das paredes e limitar as deformações no plano horizontal.

Das soluções adoptadas conclui-se que:

- Será mais vantajoso utilizar uma viga de bordadura apenas no último piso, onde se concentram as maiores massas, do que em todos os pisos. Além de ser construtivamente uma hipótese muito mais simples de executar, o aumento de rigidez

com vigas de bordadura em todos os pisos poderia ser desvantajoso para o edifício face à primeira solução.

- A melhor solução de reforço estudada será o reforço do pavimento através de diagonais metálicas. O aumento de rigidez do piso (Especialmente a introdução de rigidez de distorção) irá proporcionar uma redistribuição de cargas significativamente maior, diminuindo de forma considerável as deformações horizontais e, conseqüentemente, as tensões nas alvenarias. Com o aumento de rigidez que esta solução provoca, os pilares estarão mais tensionados, continuando a estar dentro de limites aceitáveis.

Nenhuma das soluções estudadas anula totalmente os problemas de tracção. Apesar de se diminuir o nível de tracções nas alvenarias, estas continuarão a estar bem presentes, especialmente no nível superior do edifício. Uma estratégia eficaz de reforço sísmico do edifício terá que conjugar necessariamente uma estratégia de reforço estrutural com técnicas de melhoramento da resistência da alvenaria à tracção, já que a presença de tracções será inevitável, especialmente no plano horizontal. Seja como for, há que salientar as grandes melhorias da última solução de reforço sísmico apresentada (reforço do pavimento com diagonais metálicas), em que se consegue diminuir cerca de 4cm alguns deslocamentos horizontais, bem como a maioria dos esforços (focando a diminuição de cerca de 75% ao nível das tensões horizontais no topo da alvenaria).

7. REFERÊNCIAS

- [1] APPLETON, João, *Reabilitação de Edifícios Antigos – Patologias e tecnologias de intervenção*, pp. 12-16 e 299-325: Edições Orion, 1ª edição, Amadora, Setembro de 2003
- [2] CARDOSO, Maria Rafaela, *Vulnerabilidade Sísmica de Estruturas Antigas de Alvenaria – Aplicação a um Edifício Pombalino*: Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2002
- [3] LEITÃO, Luiz Augusto, *Curso Elementar de Construções*, pp. 292 – 306: Imprensa Nacional; Lisboa; 1896
- [4] MASCARENHAS, Jorge, “Evolução do sistema construtivo dos edifícios de rendimento da Baixa Pombalina em Lisboa, relacionada com as condições sísmicas do local” in 3º *Encontro Sobre Sismologia e Engenharia Sísmica*: Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1997
- [5] MONTEIRO, Mafalda, BENTO, Rita, LOPES, Mário, *Análise Sísmica de um Quarteirão Pombalino*: Instituto Superior Técnico, Lisboa, Dezembro de 2004
- [6] Regulamento de Segurança e Acções em Edifícios e Pontes (R.S.A.);
- [7] SANTOS, Vítor Manuel Lopes dos, *Descrição do Sistema Construtivo Pombalino*, pp. 25-111: Universidade Técnica de Lisboa, Faculdade de Arquitectura, Lisboa, Setembro de 1989
- [8] SAP2000® Static and dynamic finite elements analysis of structures AdvancedI, versão 10.0.7, CSI, Computers and Structures, Califórnia, USA, 2006