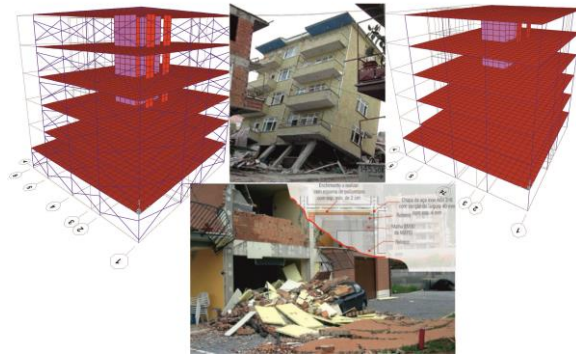




**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

**Departamento de Engenharia Civil**



## **Modelação de edifícios de betão armado com paredes de alvenaria de tijolo sujeitos à ação sísmica**

**ISABEL MARIA TAPADINHAS PIRES SALPICO**

Licenciada em Engenharia Civil

**Dissertação de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de Especialização de Estruturas**

Orientador:

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes

Júri:

Presidente: Licenciado, Especialista (IPL) Jorge Alexandre Dias dos Reis de Barros

Vogais:

Mestre, Especialista (IPL) João Carlos dos Santos Barata

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes

**Fevereiro de 2023**



Para as mulheres da minha família,

“Ninguém te avisou que as mulheres cujos pés foram impedidos de correr dariam à luz filhas com asas.”

Ijeoma Umebinyuo





## **Agradecimentos**

Agradeço aos meus pais e irmã por todo o apoio que me prestaram ao longo destes anos. Com especial atenção ao meu pai por ser um grande exemplo enquanto pessoa e profissional.

Agradeço a crença inabalável em mim e pelo apoio do meu melhor amigo Nuno Reia.

Agradeço ao meu orientador e amigo professor Paulo Mendes, por toda a sua disponibilidade e dedicação prestada ao longo do meu percurso no ISEL

Agradeço ao meu companheiro de trabalho e amigo Giuseppe Testino pela calma e positivismo transmitidos ao longo da realização da dissertação.

“Os filhos dos outros são teimosos, os meus são resilientes”

Professora Graça

“A dúvida é o princípio da sabedoria.”

Aristóteles



## Resumo

Na conceção e dimensionamento de edifícios de betão armado para resistirem aos sismos, as paredes de alvenaria de enchimento podem assumir uma segunda linha de defesa e uma fonte de sobre resistência. Atendendo que a atual regulamentação sísmica não considera explicitamente o efeito benéfico destas paredes, nem os efeitos eventualmente nocivos, importa identificar e discutir ambos os efeitos e os seus impactos no âmbito da elaboração dos modelos estruturais destes edifícios, que se repercutem no dimensionamento de estruturas, e no seu comportamento estrutural após construção.

No âmbito deste trabalho descrevem-se os principais aspetos que influenciam a caracterização do comportamento dinâmico em edifícios de betão armado, evidenciando-se a influência que as paredes de alvenaria de enchimento podem ter, nomeadamente no que se refere aos potenciais efeitos sobre a sua resposta sísmica.

Apresentam-se algumas disposições construtivas inovadoras que permitem mitigar ou impedir que as interações entre as paredes de alvenaria de tijolo e a estrutura de betão armado ocorram. São caracterizados e descritos os modelos que se têm apresentado como mais promissores para a consideração das paredes de alvenaria de enchimento, na perspetiva da sua modelação em estruturas de edifícios de betão armado, abordando as principais vantagens e desvantagens procurando apresentar soluções que justifiquem a sua inclusão na modelação em determinadas situações.

Evidenciam-se os aspetos mais relevantes da regulamentação em vigor, onde se apresentam formulas empíricas que auxiliam na calibração dos modelos numéricos desenvolvidos.

Na elaboração de modelos numéricos 2D, com recurso a *software* de cálculo de estruturas, numa primeira fase, apresentam-se alguns casos teste para as situações mais comuns de painéis de alvenaria de enchimento, nomeadamente, para uma análise linear plana, mais simples e de fácil compressão quanto aos seus efeitos.

Numa segunda fase, apresenta-se um exemplo de aplicação, para uma análise linear, um modelo 3D de cálculo de uma estrutura de betão armado de um edifício, com paredes de alvenaria de tijolo, com uma cave destinada a estacionamento, com R/C reservado a comércio, com 4 pisos elevados de habitação e uma cobertura plana. Na primeira etapa da modelação não são contabilizadas as interações provocadas pelas paredes, na estrutura e a rigidez das paredes. Na segunda etapa, o modelo é dotado de bielas para simular a contribuição dos painéis de alvenaria no seu plano, com recurso a *software* de cálculo numérico de estruturas. Para este caso, desenvolvido com as bielas, mostra-se que os parâmetros modais são afetados, tal como os esforços a que se encontra sujeito, o que promove um dimensionamento completamente diferente. Apresenta-se o dimensionamento de um elemento estrutural para a primeira e para a segunda etapa, para se poderem evidenciar as diferenças no dimensionamento, originadas pela diferente modelação.

Por fim apresentam-se as principais conclusões e as perspetivas futuras.

**Palavras-chave:** Edifícios de betão armado; alvenarias de tijolo; modelação estrutural; modelação dos painéis de alvenaria; ação sísmica.



## Abstract

In the design and design of reinforced concrete buildings to withstand earthquakes, masonry infill walls can assume a second line of defense and a source of over-resistance. Given that the current seismic regulation does not explicitly consider the beneficial effect of these walls, nor any harmful effects, it is important to identify and discuss both effects and their impacts within the scope of the elaboration of the structural models of these buildings, which have repercussions on the design of structures, and in its structural behavior after construction.

Within the scope of this work, the main aspects that influence the characterization of the dynamic behavior in reinforced concrete buildings are described, highlighting the influence that masonry infill walls can have, namely with regard to the potential effects on their response. seismic.

Some innovative constructive provisions are presented that allow mitigating or preventing the interactions between the brick masonry walls and the reinforced concrete structure from occurring.

The models that have been shown to be the most promising for the consideration of masonry infill walls are characterized and described, from the perspective of their modeling in structures of reinforced concrete buildings, addressing the main advantages and disadvantages, seeking to present solutions that justify their inclusion. in modeling in certain situations.

The most relevant aspects of the regulations in force are highlighted, where empirical formulas are presented that help in the calibration of the numerical models developed.

In the elaboration of 2D numerical models, using structural calculation software, in a first phase, some test cases are presented for the most common situations of masonry infill panels, namely, for a simpler and easy compression as to its effects.

In a second phase, an application example is presented, for a linear analysis, a 3D model of calculation of a reinforced concrete structure of a building, with brick masonry walls, with a basement for parking, with R/C reserved for commerce, with 4 high floors of housing and a flat roof. In the first stage of the modeling, the interactions caused by the walls, the structure and the rigidity of the walls are not taken into account. In the second stage, the model is equipped with struts to simulate the contribution of the masonry panels to its plan, using software for numerical calculation of structures. For this case, developed with the connecting rods, it is shown that the modal parameters are affected, as well as the efforts to which it is subject, which promotes a completely different design.

The design of one structural element for the first and second stages is presented, in order to show the differences in the design, caused by the different modeling.

Finally, the main conclusions and future perspectives are presented.

**Keywords:** Reinforced concrete buildings; brick masonry; structural modeling; modeling of masonry panels; seismic action.



# Índice

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1	Enquadramento e justificação do tema.....	1
1.2	Objetivos de metodologia de trabalho.....	2
1.3	Organização de trabalho.....	4
<b>2</b>	<b>COMPORTAMENTO DINÂMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO.....</b>	<b>5</b>
2.1	Considerações iniciais.....	5
2.2	Influência dos parâmetros modais na resposta dinâmica.....	5
2.3	Resposta sísmica.....	6
2.4	Painéis de alvenaria de enchimento.....	8
2.4.1	Efeitos globais- Interações entre as alvenarias de tijolo e a estrutura de betão armado.....	11
2.4.2	Efeitos locais- Interações entre as alvenarias de tijolo e a estrutura de betão armado.....	15
2.4.3	Mecanismos de rotura em parede de alvenaria de tijolo.....	16
2.4.4	Danos localizados nos painéis de alvenaria e danos mistos nos elementos de BA.....	18
2.5	Disposições construtivas.....	18
2.5.1	Soluções tradicionais.....	18
2.5.2	Soluções alternativas.....	18
2.6	Considerações finais.....	24
<b>3</b>	<b>MODELAÇÃO DE PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO.....</b>	<b>25</b>
3.1	Considerações iniciais.....	25
3.1.1	Macro modelos de painéis de alvenaria de tijolo.....	25
3.1.2	Biela Diagonal Equivalente (Mainstone).....	26
3.1.3	Biela Diagonal Equivalente Excêntrica (Al-Chaar).....	27
3.1.4	Modelo de Três Escoras (El-Dakhkhni).....	28
3.2	Modelo da dupla biela equivalente.....	29
3.2.1	Evolução da modelação da dupla biela equivalente.....	30
3.2.2	Procedimentos analíticos e gráficos para obtenção do comprimento ( $l_c$ ).....	32
3.2.3	Limitações da metodologia.....	33
3.3	Comparação entre modelações.....	33
3.4	Hipóteses admitidas em projeto.....	34
3.5	Considerações Finais.....	35
<b>4</b>	<b>ANÁLISE DO EFEITO DE PAREDES DE ENCHIMENTO EM PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO.....</b>	<b>37</b>
4.1	Considerações iniciais.....	37
4.2	Aspetos relevantes do EC8.....	37
4.3	Apresentação de fórmulas empíricas.....	41
4.4	Análise plana de modelos teste.....	41
4.4.1	Descrição dos modelos e hipóteses assumidas.....	42
4.4.2	Geometria dos elementos estruturais e descrição das paredes de enchimento.....	43
4.4.3	Cargas aplicadas.....	45
4.4.4	Modelo teste 1.....	48
4.4.5	Modelo teste 2.....	49
4.4.6	Modelo teste 3.....	51
4.4.7	Modelo teste 4.....	53
4.4.8	Modelo teste 5.....	54
4.4.9	Comparação de resultados.....	56
4.5	Considerações finais.....	59
<b>5</b>	<b>EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO.....</b>	<b>61</b>
5.1	Considerações iniciais.....	61
5.1.1	Descrição geral do edifício e localização.....	61
5.1.2	Materiais.....	63
5.2	Ações e combinações de ações.....	65
5.2.1	Ações Permanentes (P.P. e RCP).....	65
5.2.2	Ações Variáveis (SC e E).....	66
5.2.3	Combinações de ações.....	69
5.3	Modelação.....	70
5.3.1	Modelação de cálculo sem a rigidez das paredes de alvenaria.....	71
5.3.2	Modelação de cálculo considerando a rigidez das paredes de alvenaria.....	71
5.3.3	Hipóteses admitidas para a realização da modelação.....	72
5.4	Análise da regularidade estrutural e classificação do sistema estrutural.....	72
5.4.1	Regularidade em planta e em planta.....	72
5.4.2	Classificação do sistema estrutural.....	72
5.4.3	Coefficiente de comportamento ( $q$ ).....	73
5.5	Análise estrutural.....	74

5.5.1	Análise modal por espectro de resposta .....	74
5.5.2	Método de análise por forças laterais .....	78
<b>5.6</b>	<b>Verificações de segurança: Estado limite último.....</b>	<b>80</b>
5.6.1	Efeitos de 2ª ordem .....	80
<b>5.7</b>	<b>Verificação do pré-dimensionamento do pilar P5 .....</b>	<b>81</b>
5.7.1	Pré-dimensionamento do pilar P5 .....	82
<b>5.8</b>	<b>Considerações finais .....</b>	<b>83</b>
<b>6</b>	<b>EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL .....</b>	<b>85</b>
6.1	Considerações Iniciais .....	85
<b>6.2</b>	<b>Dimensionamento de pilar .....</b>	<b>85</b>
6.2.1	Armaduras longitudinais (disposições construtivas para a ductilidade local) .....	87
6.2.2	Armaduras transversais .....	88
<b>6.3</b>	<b>Considerações Finais .....</b>	<b>94</b>
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS .....</b>	<b>95</b>
7.1	Principais conclusões .....	95
7.2	Perspetivas futuras .....	95
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>97</b>
	<b>ANEXO I .....</b>	<b>99</b>
	<b>ANEXO II.....</b>	<b>105</b>
	<b>ANEXO III .....</b>	<b>117</b>
	<b>ANEXO IV.....</b>	<b>129</b>
	<b>ANEXO V .....</b>	<b>133</b>



## Índice de Figuras

Figura 1.1 – Efeitos indesejáveis, colapso do pilar e colapso das paredes periféricas: (a) (Varum, 2008); (b) (LNEC, 2005).....	1
Figura 1.2 - N° de mortos entre 1900-2016 nos países mais afetadas no n° óbitos devido a sismos (CRED, Statista,2021).....	2
Figura 1.3 – Modelação da dupla biela equivalente.....	3
Figura 2.1 – Elevada ductilidade dos pilares numa estrutura de um parque de estacionamento em Northridge, após o sismo Northridge (1994): (a) e (c) situação geral; (b) fendas na zona reforçada dos pilares (Caltech, 2022).....	6
Figura 2.2 –Efeitos benéficos e nocivos das paredes de alvenaria.....	7
Figura 2.3 – Rua Christchurch imediatamente após o terremoto de 22 de fevereiro de 2011, Nova Zelândia. (Hopper, 2019). ....	8
Figura 2.4 –(a) Pórtico de betão armado com enchimento de alvenaria de tijolo [adap. (Guerreiro, 2014)]; (b) Efeitos de paredes no deslocamento lateral de estruturas (Kirac et al., 2011).....	8
Figura 2.5 –Efeitos locais no pórtico de betão armado: deformada(a) sem parede de alvenaria; (c) com parede de alvenaria; diagrama de momentos fletores: (b) sem parede de alvenaria; (c) com enchimento parede de alvenaria (R. Costa & Providência, 2019).....	9
Figura 2.6 –Efeito pêndulo invertido em pórticos de betão armado (Furtado, 2013). ....	10
Figura 2.7 –Efeito <i>Soft Storey</i> . ....	10
Figura 2.8 –Efeito “Pilar Curto”. ....	10
Figura 2.9 – Comportamento teórico do pilar e com efeito de “pilar curto”.....	11
Figura 2.10 – Diagrama de momentos fletores do pilar, comportamento teórico e com efeito de “pilar curto”.....	11
Figura 2.11 – (a) Um exemplo de uma irregularidade em planta; (b) Vista em planta do efeito de torção.....	12
Figura 2.12 – Caso exemplo do aumento do momento torsor ( $M_t$ ) numa estrutura regular em planta, face à presença de uma distribuição irregular em planta das paredes de alvenaria de enchimento [adap. (Estêvão, 2012)].....	12
Figura 2.13 – Problemáticas associadas a plantas com distribuições irregulares e muito irregulares: (a) exemplo de danos em edifícios de paredes de alvenaria de enchimento (CORELLA, 2004). (b)colapsos parciais de um edifício (SINHA et al., 2001). ....	12
Figura 2.14 –Situações possíveis de irregularidades em altura, devido à alvenaria de enchimento e ao piso vazado: (a) Pisos superiores com enchimento de alvenaria; (b) Primeiro piso vazado e os restantes pisos preenchidos com alvenaria. ....	13
Figura 2.15 – Exemplos reais do efeito <i>Soft Storey</i> : (a) No R/C (Halde & Deshmukh, 2015); (b) Nos pisos superiores, sismo de Kobe 1995 (Bachmann, 2003). ....	14
Figura 2.16 –Queda de painéis alvenaria para fora do plano após a rotura devido a ação sísmica (Varum, 2003). ....	14
Figura 2.17 -Colapso das alvenarias de tijolo para fora do plano, após sismo de L’Aquila, em 2009, em Itália (Lourenço & Gomes, 2019; Silva et al., 2016). ....	14
Figura 2.18 –Fendilhação das paredes de alvenaria: (a) Após sismo de Gorkha, num edifício de 15 andares no Nepal (Furtado et al., 2021); (b) Fissuração diagonal após sismo de L’Aquila, em 2009, em Itália (Lourenço & Gomes, 2019). ....	15
Figura 2.19 -Esforços de corte: interações entre a parede e os pilares adjacentes durante um sismo [adap. (Bachmann, 2003)].....	15
Figura 2.20 – (a) Ocorrência de corte na extremidade dos pilares provocado pelos esforços transmitidos pela “biela” da parede (Lourenço & Gomes, 2019); Diagrama de Momento Fletor no pilar: (b) situação de dimensionamento em projeto; (c) situação real.....	16
Figura 2.21 – Exemplo de mecanismo de “pilar curto” num edifício residencial após o sismo de Áquila (Itália) em 2009 (Lourenço & Gomes, 2019).....	16

Figura 2.22 – Evolução do comportamento do pórtico preenchido com alvenaria: (a)Aparecimento de fenómenos de escorregamento e fissuração com o incremento de forças (b) Formação da biela de compressão após o destacamento dos cantos tracionados (Guerreiro, 2014; H. Rodrigues, 2005). .....	17
Figura 2.23 – Tipos de rotura na alvenaria: (a) Rotura por deslizamento ao longo das juntas; (b) Rotura por tração com fendilhação na direção diagonal comprimida; (c) Rotura por esmagamento localizado nos cantos comprimidos. [adap. (H. Rodrigues, 2005)].....	17
Figura 2.24 – Danos: (a) localizados nos painéis de alvenaria (Report., 1998); (b) mistos nos elementos de betão armado e nos painéis de alvenaria (Report., 1998).....	18
Figura 2.25 – Parede de Alvenaria: (a) fresta visível; (b) fresta preenchida (Rossi, 2021). .....	18
Figura 2.26 – Solução de ligação entre as paredes de alvenaria e o pilar de betão armado a ser estudada.....	19
Figura 2.27 – Exemplo de uma folga entre a alvenaria de enchimento e os pilares de betão armado, com bom comportamento face ao sismo ocorrido no Peru em 2001 (Estêvão, 2012). .....	19
Figura 2.28 – Murete de alvenaria de tijolo, reforçado com: (a) argamassa de cal e rede de fibra de vidro; (b) argamassa de cimento e rede de fibra de vidro (Marques et al., 2019). .....	20
Figura 2.29 – Paredes de alvenaria de tijolo furado: (a) não reforçada; (b) reforçada com reboco armado de fibra de vidro (Furtado et al., 2019).....	21
Figura 2.30 –Sistema INODIS (Marinković & Butenweg, 2018).....	21
Figura 2.31 – Estruturas analisadas com paredes de alvenaria ligadas a pórticos de betão armado com: a) ligação rígida ao redor da parede, b) conexão PM flexível em 3 limites, c) conexão PM flexível em 4 limites (Akyıldız et al., 2019).....	21
Figura 2.32 –Solução que impede a interação das paredes com a estrutura e impede a queda de paredes para fora do seu plano. ....	23
Figura 2.33 – Pormenor da solução que impede a interação das paredes com a estrutura e impede a queda de paredes para fora do seu plano. ....	23
Figura 2.34 – Pormenores da solução que impede a interação das paredes com a estrutura e impede a queda de paredes para fora do seu plano. ....	23
Figura 3.1 – Comportamento do pano de parede e a biela equivalente (H. Rodrigues, 2005)....	25
Figura 3.2 – Modelo da escora excêntrica:(a) comprimento $l_c$ ;(b) comprimento $l_v$ [adap. (Al-Chaar, 2002)].....	27
Figura 3.3 – Representação dos troços rígidos [adap.(Al-Chaar, 2002)]. .....	28
Figura 3.4 – CMISF (Concrete Masonry – Infilled Steel Frames) - Modelo proposto por El Dakhakhni com 3 escoras (El-Dakhakhni et al., 2004). .....	28
Figura 3.5 – Representação da dupla biela equivalente: (a)Largura e comprimento da biela equivalente segundo Mainstone (D. Rodrigues, 2018); (b) representação dos esforços de compressão;(c) representação do macro modelo [adap. (Estêvão, 2012)]. .....	29
Figura 3.6 – Representação da modelação da dupla biela equivalente para a contabilização dos efeitos: (a) globais;(b) locais. [adap. (Estêvão, 2012)].....	29
Figura 3.7 – Evolução do Modelo de Dupla Biela Equivalente .....	30
Figura 3.8 – Classificação visual de danos no painel de alvenaria: (a) sem danos; (b) com danos moderados; (c) com danos severos (Al-Chaar, 2002). .....	31
Figura 3.9 – Casos no painel de alvenaria: (a) com preenchimento total; (b) com preenchimento até uma altura $h$ ; (c) com uma abertura (Al-Chaar, 2002). .....	31
Figura 3.10 – Possível localização das bielas quando existem aberturas no painel de enchimento (Al-Chaar, 2002) .....	31
Figura 3.11 – Representação da largura $w$ , para o caso do painel totalmente preenchido .....	32
Figura 3.12 – Rotação das linhas retas em torno do ponto superior assinalado a verde .....	32
Figura 3.13 – Procedimentos para a obtenção do $l_c$ .....	33
Figura 3.14 – Comparação entre modelações .....	34
Figura 3.15 – Considerações realizadas previamente à modelação .....	35

Figura 4.1 – Exemplo de zonas críticas associadas à existência de pisos vazados– Edifícios de ductilidade DCM e DCH (Estêvão, 2012). .....	39
Figura 4.2 – Exemplo de zonas críticas associadas à existência de pilares curtos– Edifícios de ductilidade DCM e DCH (Estêvão, 2012). .....	40
Figura 4.3 – Exemplo de zonas críticas associadas à presença de paredes de alvenaria de enchimento em contacto íntimo com a estrutura de betão armado – Edifícios de ductilidade DCM e DCH (Estêvão, 2012). .....	40
Figura 4.4 - Casos de estudo com pórticos de betão armado e a respetiva numeração dos painéis. ....	42
Figura 4.5 - Composição da laje.....	43
Figura 4.6 - Composição da laje de cobertura.....	44
Figura 4.7 - Composição da parede periférica. ....	44
Figura 4.8 – Zonamento Sísmico: Portugal Continental. ....	46
Figura 4.9 – Espectro de resposta elástico .....	48
Figura 4.10 – Espectro de resposta de cálculo .....	48
Figura 4.11 – Geometria da estrutura do caso 1.....	48
Figura 4.12 – Aplicação de cargas nos modelos realizados em SAP2000: (a) RCP; (b) SC. ....	49
Figura 4.13 – Modos de vibração obtidos para o modelo teste 1: (a) modo 1; (b) modo 2; (c) modo 3.....	49
Figura 4.14 – Caso 2: (a) preenchimento dos painéis de alvenaria; (b) geometria. ....	49
Figura 4.15 – Modelação com recurso ao SAP2000 do modelo teste 2: (a) efeitos globais; (b) efeitos locais.....	50
Figura 4.16 – Modos de vibração obtidos para o modelo de efeitos globais do caso 2: (a) modo1;(b) modo 2; (c) modo3. ....	50
Figura 4.17 – Modos de vibração obtidos para o modelo de efeitos locais do caso 2: (a) modo1;(b) modo 2; (c) modo3. ....	50
Figura 4.18 – Modelo da estrutura utilizada no Teste 3.....	51
Figura 4.19 – Modelação com recurso ao SAP2000 do caso 3: (a) efeitos globais;(b) efeitos locais. ....	51
Figura 4.20 – Modos de vibração para obtidos para o modelo de efeitos globais do caso 3: (a) modo1;(b) modo 2; (c) modo3. ....	52
Figura 4.21 – Modos de vibração obtidos para o modelo de efeitos globais do caso 3: (a) modo1;(b) modo 2; (c) modo3. ....	52
Figura 4.22 – Modelo da estrutura utilizada no Teste 4.....	53
Figura 4.23 – Modelação com recurso ao SAP2000 do caso 4: (a)efeitos globais;(b) efeitos locais. ....	53
Figura 4.24 – Modos de vibração para obtidos para o modelo de efeitos globais do caso 4: (a) modo1;(b) modo 2; (c) modo3. ....	53
Figura 4.25 – Modos de vibração para obtidos para o modelo de efeitos globais do caso 4: (a) modo1;(b) modo 2; (c) modo3. ....	54
Figura 4.26 – Modelo da estrutura utilizada no Teste 5.....	54
Figura 4.27 – Modelação com recurso ao SAP2000 do caso 5: (a)efeitos globais;(b) efeitos locais. ....	55
Figura 4.28 – Modos de vibração para obtidos para o modelo de efeitos globais do caso 5: (a) modo1;(b) modo 2; (c) modo3. ....	55
Figura 4.29 – Modos de vibração para obtidos para o modelo de efeitos globais do caso 5: (a) modo1;(b) modo 2; (c) modo3. ....	55
Figura 4.30 – Pilares em estudo .....	57
Figura 4.31 – Esforços máximos caso 1.....	57
Figura 4.32 – Esforços máximos caso 2:(a) tipologia;(b) efeitos globais;(c) efeitos locais.....	57
Figura 4.33 – Esforços máximos caso 3:(a) tipologia;(b) efeitos globais;(c) efeitos locais.....	58

Figura 4.34 – Esforços máximos caso 4:(a) tipologia;(b) efeitos globais;(c) efeitos locais.....	58
Figura 4.35 – Esforços máximos caso 5:(a) tipologia;(b) efeitos globais;(c) efeitos locais.....	58
Figura 5.1 – Planta de implantação dos pilares no piso do R/C.....	61
Figura 5.2 – Planta de implantação dos pilares do piso 1 .....	62
Figura 5.3 – Identificação dos pisos.....	62
Figura 5.4 – Paredes de alvenaria das fachadas: (a) principal; (b) de tardoz. ....	64
Figura 5.5 – Paredes de alvenaria das fachadas laterais: (a) esquerda; (b) direita. ....	64
Figura 5.6 –Alçados das paredes de contenção da cave: (a) frontal; (b) lateral direito.....	66
Figura 5.7 - Zonamento Sísmico em Portugal Continental.....	67
Figura 5.8 - Espectro de resposta elástica do Tipo 1.....	68
Figura 5.9 - Espectro de resposta elástica do Tipo 2.....	68
Figura 5.10 – Procedimentos de modelação.....	70
Figura 5.11 – Estrutura modelada em SAP2000:(a) MSB;(b) MCBG;(c) MCBL.....	71
Figura 5.12 – Modos de vibração do modelo sem bielas:(a)1º modo; (b) 2º modo; (c) 3º modo. .....	75
Figura 5.13 – Modos de vibração do modelo sem bielas em planta:(a)1º modo; (b) 2º modo; (c) 3º modo. ....	75
Figura 5.14 – Modos de vibração do modelo com bielas: (a) 1º modo; (b) 2º modo; (c) 3º modo. .....	76
Figura 5.15 – Espectro de resposta de cálculo da ação sísmica do tipo 1 .....	76
Figura 5.16 – Espectro de resposta de cálculo da ação sísmica do tipo 2 .....	76
Figura 5.17 – Comparação das acelerações espectrais da ação sísmica do tipo 1 para os dois modelos de cálculo.....	77
Figura 5.18 – Comparação das acelerações espectrais da ação sísmica do tipo 2 para os dois modelos de cálculo.....	77
Figura 5.19 –Casos de estudo.....	81
Figura 6.1 – Localização do pilar P5, no R/C, na fachada lateral esquerda.....	85
Figura 6.2- Armadura longitudinal do pilar P5 referente ao MSB e MCB para o sistema: (a) de Paredes; (b) e (c) Porticado. ....	88
Figura 6.3-Diagrama de parábola rectângulo .....	89
Figura 6.4 – Dimensões do pilar P5 referente ao MSB e MCB para o sistema: (a) de Paredes; (b) e (c) Porticado. ....	93

## Índice de Tabelas

Tabela 3.1 – Valores recomendados para o fator de redução ( $R_2$ ), segundo a classificação de danos atribuída (Al-Chaar, 2002).....	28
Tabela 3.2 – Valores recomendados para o fator de redução ( $R_2$ ), segundo a classificação de danos atribuída (Al-Chaar, 2002).....	31
Tabela 4.1 – Dimensões pilares e vigas .....	43
Tabela 4.2 – Características dos tijolos das paredes duplas.....	45
Tabela 4.3 – Cargas aplicadas.....	45
Tabela 4.4 - Classes de importância para os edifícios (EC8, 2010).....	46
Tabela 4.5 – Resumo dos valores definidos do espectro de resposta.....	47
Tabela 4.6 – Geometria das bielas do caso 2 .....	51
Tabela 4.7 – Geometria das bielas do caso 3 .....	52
Tabela 4.8 – Geometria das bielas do caso 4 .....	54
Tabela 4.9 – Geometria das bielas do caso 5 .....	56
Tabela 4.10 – Frequências obtidas para os casos de estudo.....	56
Tabela 5.1 – Características da resistência e da deformação do betão e do aço.....	63
Tabela 5.2 –Materiais.....	63
Tabela 5.3 –Restantes cargas permanentes .....	65
Tabela 5.4 - Categorias de utilização .....	66
Tabela 5.5 - Sobrecargas e respetivos coeficientes .....	66
Tabela 5.6 - Coeficientes de importância $\gamma_1$ .....	68
Tabela 5.7 – Coeficientes para as combinações de Ações .....	69
Tabela 5.8 –Valores da resistência das paredes à força de corte basal.....	73
Tabela 5.9 – Fatores de participação da massa para os 38 primeiros modos de vibração.....	74
Tabela 5.10 – Acelerações correspondentes aos períodos dos 3 modos principais.....	76
Tabela 5.11 – Verificações para o método de análise por forças laterais.....	78
Tabela 5.12 – Forças de corte basal para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2.....	78
Tabela 5.13 – Distribuição de forças para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2: Modelo sem bielas	79
Tabela 5.14 – Distribuição de forças para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2: Modelo com bielas .....	79
Tabela 5.15 – Efeitos acidentais de torção em cada piso: Modelos sem bielas e com bielas.....	79
Tabela 5.16 – Valores dos deslocamentos devido à ação sísmica.....	80
Tabela 5.17 – Cálculo dos coeficientes de sensibilidade Ação Sísmica Tipo 1 .....	80
Tabela 5.18– Esforço normal reduzido no pilar P5.....	82
Tabela 5.19– Geometria do pilar P5.....	82
Tabela 6.1– Características do betão considerado para o pilar P5 .....	86
Tabela 6.2– Características do aço considerado para o pilar P5 .....	86
Tabela 6.3– Geometria do pilar P5.....	86
Tabela 6.4– Esforços na base do pilar P5.....	87
Tabela 6.5– Esforços no topo do pilar P5 .....	87
Tabela 6.6– Valores limites de área de armadura, mínima e máxima e armadura longitudinal no pilar P5 .....	87
Tabela 6.7– Momento resistente em torno de x na base do pilar P5 .....	89
Tabela 6.8– Momento resistente em torno de x no topo do pilar P5.....	89
Tabela 6.9– Momento resistente em torno de y na base do pilar P5 .....	90
Tabela 6.10– Momento resistente em torno de y no topo do pilar P5.....	90
Tabela 6.11– Verificação à flexão composta desviada .....	90
Tabela 6.12– Verificação à flexão desviada (6.8).....	91
Tabela 6.13– Valor do comprimento da zona crítica ( $l_{cr}$ ).....	91
Tabela 6.14– Esforço transversal atuante no pilar P5 .....	92

Tabela 6.15– Esforço transversal resistente no pilar P5.....	92
Tabela 6.16– Esforço transversal máximo no pilar P5.....	92
Tabela 6.17– Parâmetros geométricos necessários para o cálculo da expressão da ductilidade local .....	93
Tabela 6.18– Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas .....	93
Tabela 6.19– Alguns dos parâmetros necessários para o cálculo da expressão da ductilidade local .....	93
Tabela 6.20– Coeficiente de ductilidade exigido nas zonas críticas .....	94
Tabela 6.21– Verificação da expressão da ductilidade local.....	94

## **Lista de Siglas**

BA – Betão Armado  
PA – Paredes de Alvenaria  
AS – Ação Sísmica  
GL – Graus de Liberdade  
MSB – Modelo sem bielas  
MCB – Modelo com bielas  
EC0-Eurocódigo 0  
EC1-Eurocódigo 1  
EC2-Eurocódigo 2  
EC8-Eurocódigo 8





# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento e justificação do tema

Nos edifícios de betão armado a delimitação dos espaços interiores e a definição das envolventes são, na maioria dos casos, materializadas recorrendo a paredes de alvenaria de tijolo, que no âmbito deste trabalho serão designadas por paredes de alvenaria de enchimento, uma vez que é usual assumir que têm uma função predominantemente não estrutural (Milheiro, 2008). Como consequência dessa hipótese, geralmente, as paredes são desprezadas no dimensionamento da estrutura, entrando apenas enquanto massa na modelação de edifícios de estrutura de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria de tijolo (Estêvão, 2012).

Embora estas paredes sejam consideradas como não estruturais podem influenciar significativamente o comportamento dinâmico dos edifícios de betão armado, contribuindo com efeitos positivos ou negativos (Costa & Providência, 2019). Através de observações realizadas após sismos de média e elevada intensidade verificou-se que a presença destas paredes podem modificar o comportamento sísmico da estrutura significativamente (Marinković & Butenweg, 2018).

Na Figura 1.1 é possível observar um efeito indesejável, devido à ocorrência de interações entre as paredes de alvenaria e a estrutura de betão armado que levam à concentração de esforços no pilar. Estes efeitos têm motivado a realização de vários estudos com o objetivo de melhorar a identificação e caracterização dos mesmos, bem como procurar maneiras que possam ajudar a reduzir os seus efeitos negativos.



(a)



(b)

Figura 1.1 – Efeitos indesejáveis, colapso do pilar e colapso das paredes periféricas: (a) (Varum, 2008); (b) (LNEC, 2005).

Dos diversos trabalhos realizados, muitos têm-se focado na apresentação de propostas para a modelação dos painéis de alvenaria de enchimento sujeitos a ações sísmicas horizontais, tendo-se chegado a diversos tipos de modelos, que no geral, são muito trabalhosos e por vezes de difícil aplicação. Este tipo de dificuldades tem conduzido a que os regulamentos permitam que estas paredes não sejam consideradas de forma explícita na fase de projeto de estruturas, uma vez que não é fácil quantificar os seus efeitos de forma consistente.

A desconsideração das interações entre as paredes de alvenaria e a estrutura de betão armado podem colocar em risco a vida humana, além de também estarem associadas a elevadas perdas económicas, como foi verificado nos sismos de Loma Prieta (Califórnia, EUA) em 1989 onde morreram 63 pessoas e 3757 ficaram feridas e em Northridge (Califórnia, EUA) em 1994, onde morreram 57 pessoas e 8700 ficaram feridas. Adicionalmente, os custos associados aos danos em elementos não estruturais atingiram os 30 milhões de dólares americanos (Silva et al., 2016).

Na Figura 1.2 é possível perceber o impacto que os sismos têm na nossa sociedade:

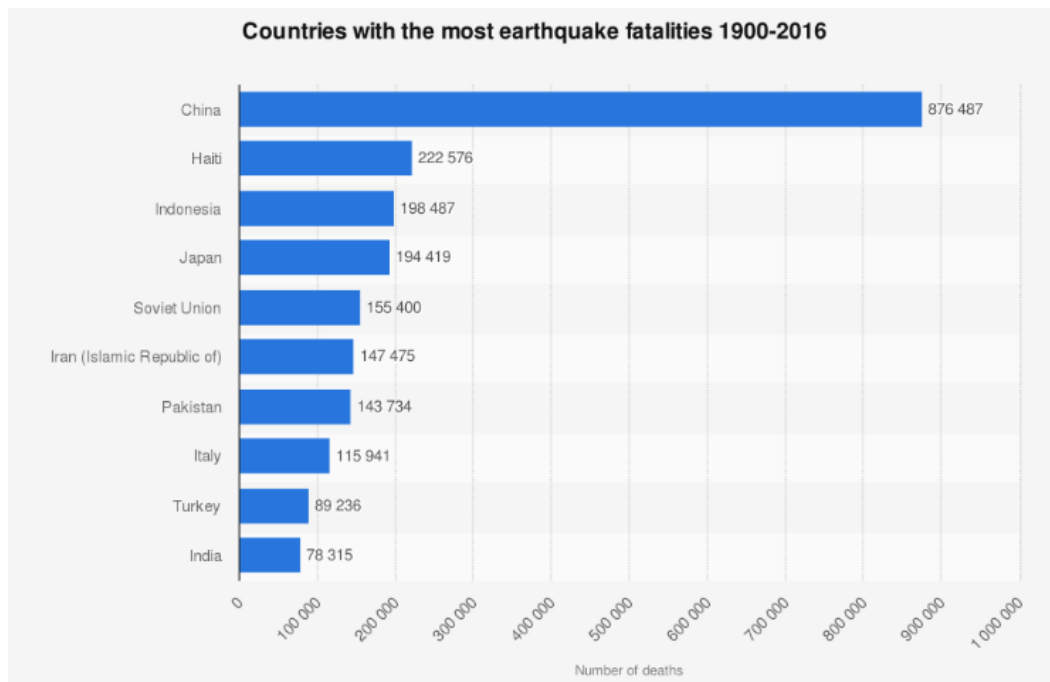


Figura 1.2 - N° de mortos entre 1900-2016 nos países mais afetadas no n° óbitos devido a sismos (CRED, Statista,2021).

Perante este enquadramento, o trabalho que se propõe realizar, no âmbito desta dissertação, visa a apresentação de uma perspetiva atualizada sobre a modelação de edifícios de betão armado com paredes de alvenaria de tijolo sujeitos à ação sísmica, bem como a apresentação de propostas de modelação recorrendo a modelos simplificados que permitam tornar o processo mais simples e realizável nas atividades de projeto correntes, tendo em consideração que este deve assegurar que: as vidas humanas estão protegidas, os danos são limitados e as instalações de proteção civil importantes são mantidas operacionais.

## 1.2 Objetivos de metodologia de trabalho

Um dos principais objetivos desta dissertação envolve a apresentação de metodologias de modelação de edifícios de estrutura de betão armado com paredes de alvenaria de tijolo, mediante as condições em que estes se encontram sujeitos, e o outro é descrever algumas disposições construtivas que podem ser adotadas consoante as hipóteses consideradas em projeto. Assim, o presente trabalho tem como objetivos complementares:

- Descrever o comportamento dinâmico, durante a ocorrência de ações sísmicas em edifícios de betão armado e a sua resposta sísmica, nas situações com e sem os painéis de alvenaria de tijolo;
- Introduzir as problemáticas e os contributos positivos associados à existência das paredes de alvenaria nos pórticos de betão armado, apresentando os principais mecanismos de rotura das paredes;
- Expor e analisar estratégias de modelação das paredes de modo a considerar os efeitos globais e os efeitos locais (ver Figura 1.3);
- Identificar disposições construtivas tradicionais e alternativas atualizadas, sugerindo propostas tipo para as ligações entre os panos de alvenaria e a estrutura;
- Apresentar alguns aspetos regulamentares relevantes e formulações empíricas para a eventual calibração dos modelos a realizar;
- Realizar modelos numéricos 2D para uma análise linear plana de casos teste, para um melhor domínio e compressão dos impactos originados pelas interações entre as paredes e a estrutura,

tanto a nível global como local, e realçar o impacto da ausência de contabilização dos efeitos das paredes;

- Realizar um modelo numérico 3D, com recurso a *softwares* de cálculo numérico, e executar uma análise linear dinâmica de um edifício de betão armado com paredes de alvenaria, onde estas, numa segunda etapa são contabilizadas através da macro modelação da dupla biela equivalente e numa primeira etapa apenas entram como massa;
- Quantificação, comparação e discussão das diferenças entre as situações, sem bielas e com bielas, para possibilitar a extração de conclusões e com tendências comuns no que toca aos esforços e aos parâmetros modais afetados;
- Dimensionar alguns elementos estruturais (pilares) com a contabilização da rigidez das paredes e sem esse contributo e apresentação dos cuidados a ter no dimensionamento de pilares;

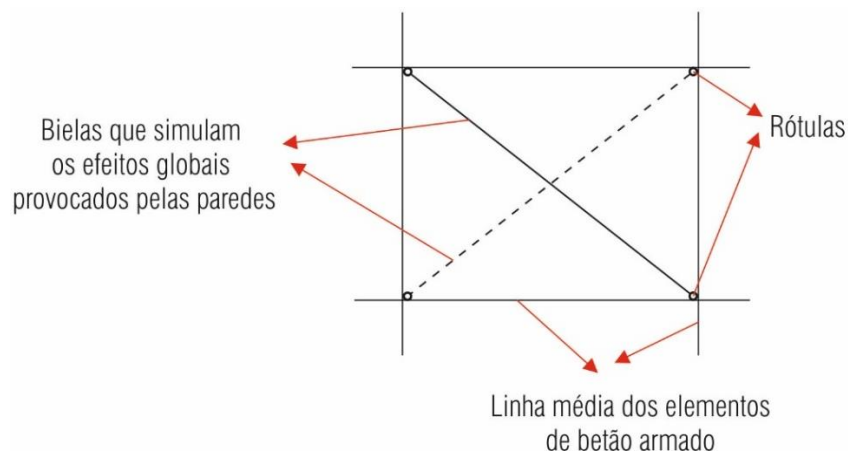


Figura 1.3 – Modelação da dupla biela equivalente.

### 1.3 Organização de trabalho

Esta dissertação está organizada em 7 capítulos, descrevendo-se abaixo de um modo sintético, os assuntos mais relevantes abordados em cada capítulo.

- Capítulo 2: Comportamento Dinâmico de Edifícios de Betão Armado
  - Introdução de fundamentos necessários para a análise dinâmica de edifícios de betão armado, considerando o impacto das alvenarias de tijolo;
  - Exposição do comportamento de edifícios de betão armado, preenchidos por painéis de alvenaria de tijolo, sujeitos a ações sísmicas e explanação da influência dos painéis de alvenaria no comportamento da estrutura e na sua resposta sísmica;
  - Apresentação das interferências, mais relevantes, provocadas pelas paredes na estrutura de betão armado (efeitos globais e locais) e explanação dos mecanismos de rotura das paredes de alvenaria;
  - Sugestão de propostas tipo para impedir a queda das paredes de alvenaria para o exterior durante a ocorrência de um sismo. Estas propostas deverão ser validadas mediante a realização de ensaios experimentais;
- Capítulo 3: Modelação dos Painéis de Alvenaria de Enchimento
  - Apresentação de métodos de macro modelação numérica para a simulação dos impactos de painéis de alvenaria em edifícios de betão armado, aquando sujeito ao sismo, com foco no método da dupla biela equivalente, explicitando a sua evolução e as suas limitações;
  - Comparação entre a modelação tradicionalmente adotada para edifícios de estrutura de edifícios de betão armado e a modelação que considera a interação com as paredes de alvenaria (dupla biela equivalente);
  - Apresentação de algumas soluções propostas para diversas situações;
- Capítulo 4: Análise do Efeito de Paredes de Enchimento em Pórticos de Betão Armado
  - Introdução das regulamentações mais relevantes e apresentação de fórmulas empíricas para a obtenção da frequência fundamental;
  - Realização de modelos teste 2D, com recurso a *softwares* de cálculo numérico, com análise linear plana destes e comparação de resultados obtidos;
- Capítulo 5: Edifício de Betão Armado
  - Modelação de um edifício de betão armado com paredes de alvenaria de tijolo, com recurso a *softwares* de cálculo numérico, em duas etapas sem e com os contributos das paredes de alvenaria de tijolo;
  - Calibração de modelos numéricos com recurso a fórmulas empíricas e a *softwares* de cálculo de estruturas, através da análise linear, a fim de se obterem os parâmetros dinâmicos, designadamente a frequência fundamental de vibração da estrutura;
  - Comparação e discussão dos resultados obtidos entre o modelo numérico e as fórmulas empíricas;
- Capítulo 6: Exemplo de Dimensionamento Estrutural
  - Dimensionamento de um pilar sem e com o contributo das paredes de alvenaria;
  - Sugestão de propostas tipo para as ligações entre os panos de alvenaria e a estrutura. Estas propostas deverão ser validadas mediante a realização de ensaios experimentais;
- Capítulo 7: Conclusões e Perspetivas Futuras
  - Por último, é apresentado um capítulo onde se apresentam as principais conclusões da dissertação realizada e as perspetivas futuras.

## 2 COMPORTAMENTO DINÂMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

### 2.1 Considerações iniciais

Para a realização do dimensionamento de uma estrutura de um edifício de betão armado considerando a interação das paredes de alvenaria de enchimento é necessário conhecer a sua localização, as condições geotécnicas, as características da estrutura (a ductilidade, a resistência, o amortecimento, as características geométricas, a distribuição da massa e a rigidez) e as metodologias de construção adotadas, que afetam o seu comportamento estrutural (como as interações provocadas pelas paredes na estrutura, na ocorrência de um sismo). Quanto mais realistas forem as hipóteses adotadas na modelação, mais realista será o dimensionamento. Conhecendo o comportamento dinâmico e a localização do edifício é possível quantificar a ação sísmica.

Neste capítulo são descritos os aspetos, mais relevantes, que interferem nos principais parâmetros do comportamento dinâmico de edifícios de estrutura de betão armado, com foco no impacto das alvenarias de enchimento. Onde são abordados alguns aspetos sobre a resposta sísmica de edifícios de betão armado que decorrem de uma influência significativa da interferência das paredes de alvenaria na própria estrutura.

Apresentam-se e caracterizam-se os painéis de alvenaria de enchimento e expõem-se os seus efeitos globais, locais e os seus mecanismos de rotura. Além disso, expõem-se e discutem-se algumas disposições construtivas tradicionais e alternativas, que se perspetiva que possam ajudar a resolverem alguns problemas associados às interferências provocadas pelas paredes na estrutura.

### 2.2 Influência dos parâmetros modais na resposta dinâmica

A caracterização dos principais parâmetros que definem o comportamento dinâmico de estruturas de edifícios de betão armado é essencial para efetuar uma adequada análise sísmica, uma vez que podem ser extremamente influenciados pelas hipóteses utilizadas para considerar os efeitos das paredes de alvenaria de tijolo. Este aspeto pode ser analisado de uma forma simplificada tendo por base a expressão utilizada para obter as frequências angulares naturais para o caso dos osciladores de um grau de liberdade, que é dada por:

$$\omega_N = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.1)$$

Assim, nesta abordagem simplificada, facilmente se constata que as paredes, por um lado contribuem com massa, o que provoca uma diminuição da frequência fundamental, e por outro lado também podem contribuir para um aumento da rigidez do sistema estrutural, que se traduz num aumento das frequências naturais.

Atendendo que a consideração das paredes provoca o aumento da massa e da rigidez, o que induz efeitos contrários na obtenção das frequências naturais, convém perceber qual é o efeito preponderante. Nas situações correntes, sem danos, o efeito sobre rigidez sobrepõe-se ao efeito da massa, o que se traduz num aumento das frequências naturais. Importa ainda salientar que este aumento da rigidez, associado à existência das paredes, também confere um efeito de aumento de resistência.

Após a ocorrência de um sismo de média a elevada intensidade, é usual verificar-se a ocorrência de fendilhação nas paredes de alvenaria, o que tipicamente se traduz numa diminuição da rigidez e conseqüente diminuição das frequências naturais.

Nos casos em que a fendilhação das paredes não compromete a segurança e funcionalidade da estrutura, embora se verifique uma diminuição da rigidez, o amortecimento modal aumenta, o que se traduz numa maior capacidade para dissipar energia, o que conduz a uma redução da deformação da estrutura, que em certa medida compensa a perda de resistência associada.

Em casos limite, em que os danos nas paredes sejam significativos, várias situações poderão ocorrer com impacto negativo para o comportamento estrutural dos edifícios. Ocorrendo o colapso total das paredes, os parâmetros modais podem sofrer alterações importantes, conduzindo a valores diferentes dos iniciais, alterando assim a resposta sísmica, devido às alterações nas frequências naturais, bem como perdas importantes de resistência, que podem ter impactos muito negativos na sua capacidade resistente, podendo levar à ocorrência de colapsos importantes (locais ou globais). Para situações de colapso parcial das paredes, as situações mais gravosas serão as que possam promover a formação de mecanismos de consola curta envolvendo rotura nos pilares. Nestes casos também se verifica uma perda de resistência, bem como uma diminuição dos valores das frequências naturais, alterando-se assim a sua resposta sísmica.

## 2.3 Resposta sísmica

Uma das razões mais importantes para a existência de danos nas estruturas é a estimativa incorreta das características das vibrações sísmicas quando se procede ao dimensionamento de uma estrutura (Estêvão, 2012).

Apesar da resistência estrutural estar interligada às propriedades dos materiais estruturais e ao modo como eles interagem entre si, é de grande importância conhecer o funcionamento dos elementos não estruturais, como é o caso das paredes, durante a ação sísmica.

Pretende-se que as estruturas possuam um elevado grau de hiperestaticidade para que a carga de colapso também aumente. Deste modo, a sua resposta inelástica é controlada pela capacidade de redistribuição de esforços resultantes do esgotamento da capacidade resistente nas zonas críticas e pela possibilidade dessas zonas estarem aptas a deformar-se após um esgotamento. Estas zonas críticas devem ser devidamente detalhadas, em termos de disposições de armadura, de modo a serem dotadas uma capacidade dúctil superior à máxima exigência desencadeada pela ação dos sismos (Rodrigues, 2005). Esta ductilidade é assegurada pelo tipo de aço, pela quantidade de aço, pelo espaçamento entre as armaduras e pela cintagem, que garanta um núcleo de betão confinado o suficiente para satisfazer as condições de ductilidade e segurança.

A Figura 2.1 (a) mostra o caso que ocorreu numa estrutura que pertence ao campus da Cal State University em Northridge (Califórnia, EUA), num parque de estacionamento, com uma lotação máxima de 2500 automóveis. A estrutura sofreu um colapso parcial ao ser sujeita ao sismo, onde apenas se observaram fendas nos pilares, como se apresenta na Figura 2.1 (b), demonstrando que os pilares têm uma capacidade elevada de deformação, sem a ocorrência da rotura completa dos mesmos (Caltech, 2022).

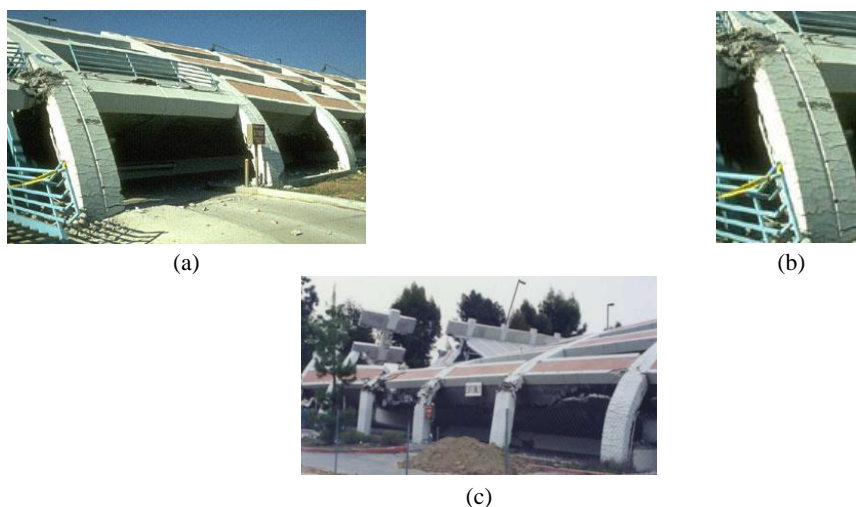


Figura 2.1 – Elevada ductilidade dos pilares numa estrutura de um parque de estacionamento em Northridge, após o sismo Northridge (1994): (a) e (c) situação geral; (b) fendas na zona reforçada dos pilares (Caltech, 2022).

A resposta global dos edifícios relativamente a ações verticais não é afetada de forma significativa com a consideração ou não dos painéis de alvenaria de enchimento. O mesmo não acontece quando se trata da resposta global a ações horizontais cíclicas, como é o caso dos sismos (Oliveira, 1995).

No dimensionamento de estruturas porticadas é, normalmente, desprezada a interação existente com os painéis de alvenaria na ocorrência de um sismo. Apesar de serem elementos com uma relativa fragilidade, as paredes de alvenaria de enchimento podem influenciar drasticamente a resposta estrutural, direcionando as forças para zonas da estrutura que não foram projetadas para resistir a tais esforços. A contribuição das paredes na resposta sísmica dos edifícios pode ser benéfica ou nefasta, sendo incorreto assumir que os painéis de alvenaria são sempre benéficos, atendendo a que a resposta depende dos parâmetros abaixo referidos.

Resumidamente, a resposta a solicitações horizontais é muito complexa e varia devido a diversos fatores, entre eles:

- propriedades dos materiais (tipo de alvenaria e argamassa utilizadas);
- qualidade da mão-de-obra usada na execução das alvenarias;
- geometria das paredes;
- dimensões e posição das aberturas;
- ligação entre o painel de alvenaria e o pórtico envolvente;
- rigidez e resistência relativa entre os pilares e os painéis de alvenaria;
- entre outros.

A própria direção de atuação de um sismo pode levar à queda de painéis de alvenaria se for perpendicular ao plano da parede de alvenaria, como se observa na Figura 2.2 (a), quer para o interior do edifício, como para o exterior, colocando em risco vidas humanas, como se apresenta na Figura 2.2 (b). Por outro lado, é benéfico o efeito de contraventamento das paredes que na Figura 2.2 (b) estão assinaladas como fendilhadas, que aumentam a resistência e a rigidez da estrutura.

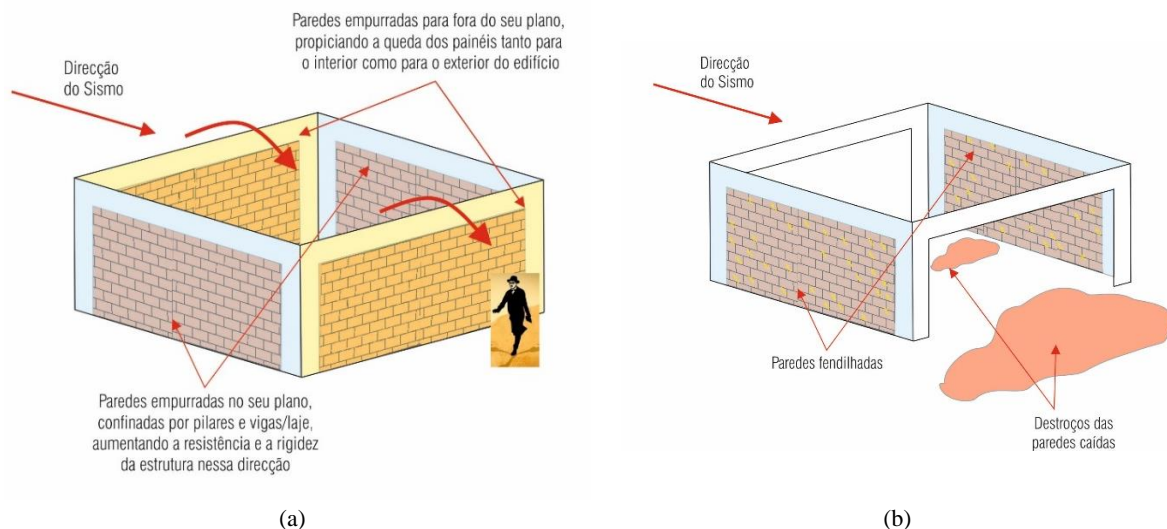


Figura 2.2 –Efeitos benéficos e nocivos das paredes de alvenaria.

Apesar das paredes de alvenaria terem uma resistência significativa no seu plano, quando sujeitas a forças perpendiculares ao seu plano apresentam-se extremamente frágeis, podendo colapsar repentinamente para um nível baixo de ação sísmica.

Com a observação dos efeitos das ações sísmicas nos edifícios de betão armado verificou-se que as paredes interferem no comportamento da estrutura, podendo, no pior dos casos levar ao colapso da estrutura, como no exemplo apresentado anteriormente. Com efeito, registam-se consequências catastróficas (como as que se observam na Figura 2.3), nomeadamente, a perda de vidas humanas, um elevado número de desalojados e prejuízos económicos.





Figura 2.3 – Rua Christchurch imediatamente após o terremoto de 22 de fevereiro de 2011, Nova Zelândia. (Hopper, 2019).

Por estes motivos torna-se relevante, em termos de projeto de estruturas, realizar a modelação dos edifícios de betão armado com paredes de alvenaria de modo que se aproximem do comportamento real das estruturas e ter disposições construtivas que minimizem o impacto dos sismos.

## 2.4 Painéis de alvenaria de enchimento

As paredes de alvenaria de enchimento (de parede simples ou dupla), em Portugal, são constituídas, na sua grande maioria, por tijolos cerâmicos de furação na horizontal e, em menor número, por blocos de betão de agregados correntes e leves (SOUSA, 2002).

Para expor a influência dos painéis de alvenaria, primeiramente, é necessário compreender que as características dos painéis de alvenaria são muito diferentes das do betão armado, o que origina um sistema estrutural complexo. Em seguida apresenta-se um pórtico de betão armado, constituído por pilares e vigas, confinando uma parede em alvenaria de tijolo, ver Figura 2.4 (a).

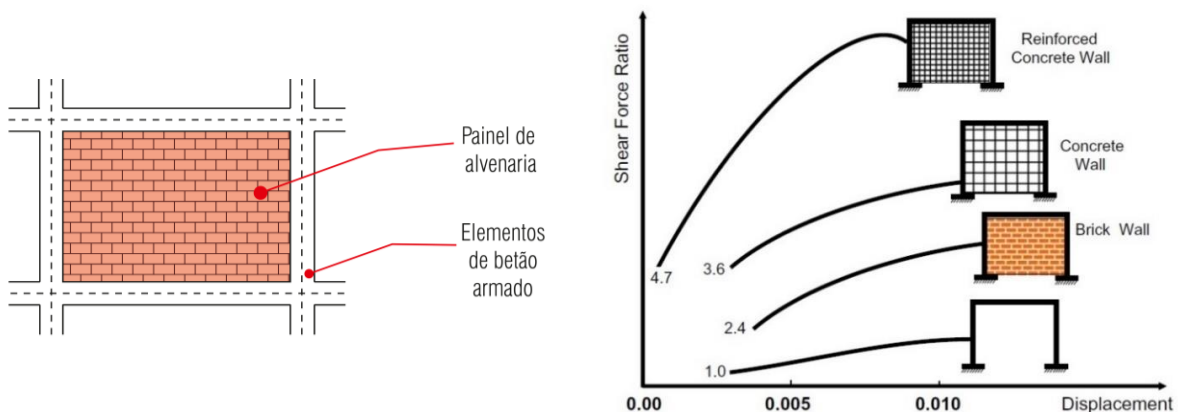


Figura 2.4 –(a) Pórtico de betão armado com enchimento de alvenaria de tijolo [adap. (Guerreiro, 2014)]; (b) Efeitos de paredes no deslocamento lateral de estruturas (Kirac et al., 2011).

A presença destes painéis de alvenaria é sentida de um modo significativo na resposta sísmica das estruturas, tanto de um modo benéfico, como de um modo nocivo, modificando o seu comportamento tanto globalmente, como localmente, direcionando esforços para elementos estruturais que não são, geralmente, dimensionados para esses efeitos.

Na Figura 2.4 (b), é possível observar vários casos de um pórtico: não preenchido, preenchido com uma parede de alvenaria de tijolo, preenchido com uma parede de betão e preenchido com uma parede de



betão armado. Repare-se que o deslocamento de elementos estruturais das estruturas sob cargas laterais e forças de corte variam devido às paredes de preenchimento entre os pilares.

Assim, com o aumento da resistência do material da parede de preenchimento, a força de corte aumenta. As paredes de betão armado são as que mais resistem às forças de corte, aumentando assim a resistência sísmica da estrutura na base e nos outros pisos (Kirac et al., 2011).

Por outro lado, sabe-se que as paredes de alvenaria de tijolo aumentam a rigidez da estrutura e limitam os deslocamentos dos pisos. O aumento da capacidade de carga lateral e a diminuição do deslocamento dos pisos é considerável. Entende-se que as paredes de enchimento aumentam a capacidade de carga do sistema estrutural cerca de 2 a 3 vezes (Kirac et al., 2011).

Tendo por base as considerações anteriores pretende-se dar ênfase às situações de *soft storey* e “pilar curto”, expondo as situações nocivas, mais relevantes para o dimensionamento de uma estrutura de betão armado.

Nesta primeira abordagem torna-se necessário entender qual a diferença entre um pórtico sem alvenaria e um pórtico preenchido com alvenaria. Algumas dessas diferenças, referentes às deformadas e aos diagramas de momentos flectores encontram-se representadas na Figura 2.5.

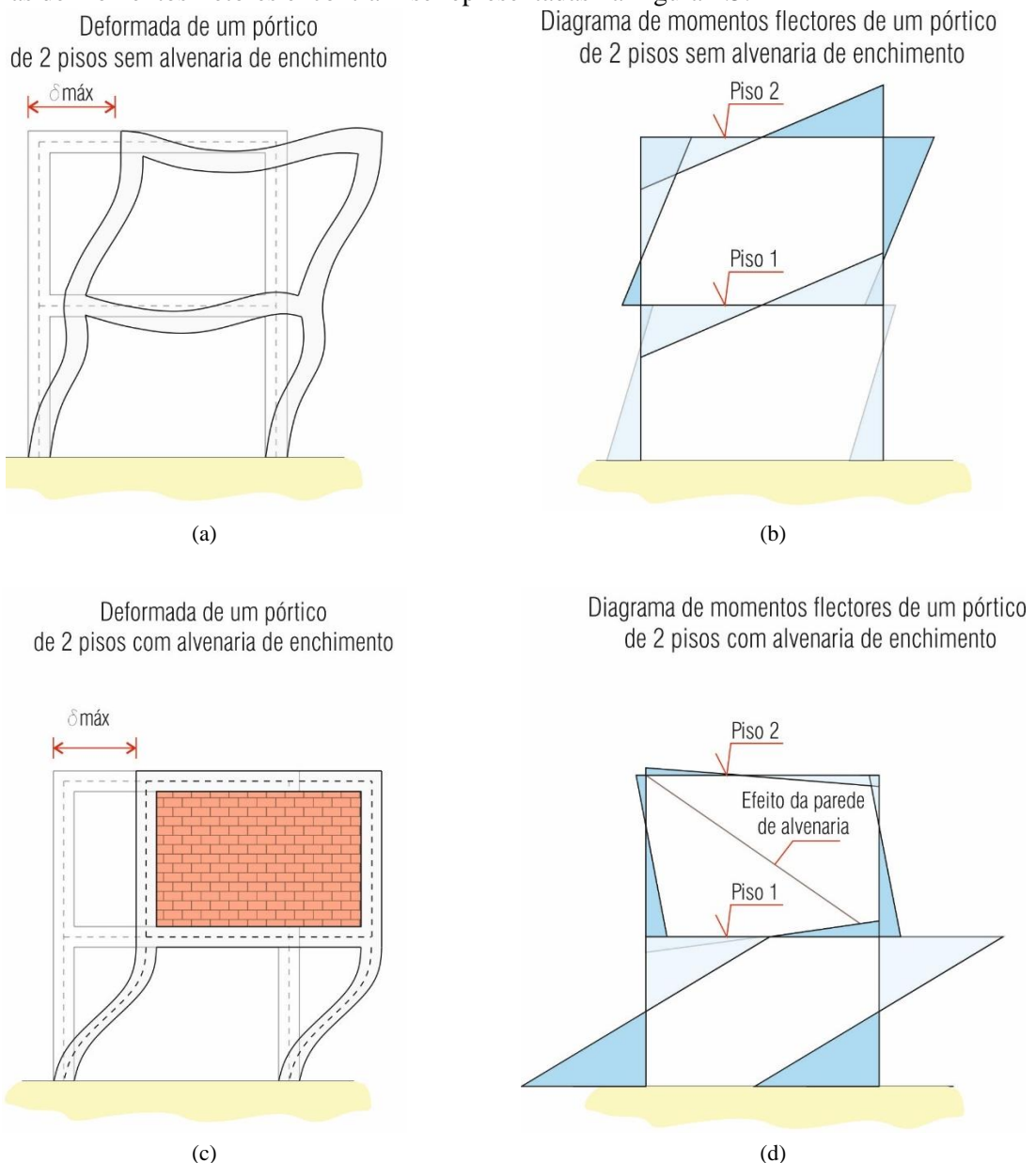


Figura 2.5 –Efeitos locais no pórtico de betão armado: deformada(a) sem parede de alvenaria; (c) com parede de alvenaria; diagrama de momentos flectores: (b) sem parede de alvenaria; (d) com enchimento parede de alvenaria (R. Costa & Providência, 2019).

O principal efeito desta parede é rigidificar o pórtico em que esta se encontra inserida, alterando significativamente o comportamento da estrutura. Repare-se que o contributo da parede de alvenaria agrava os valores dos momentos fletores, nos pilares entre a fundação e o Piso 1.

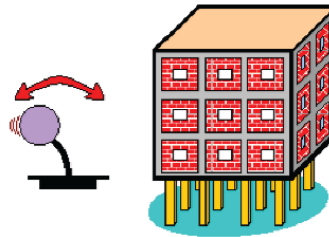


Figura 2.6 –Efeito pêndulo invertido em pórticos de betão armado (Furtado, 2013).

Quer no caso da Figura 2.5, quer no da Figura 2.6, pelo facto de não existirem paredes entre o R/C e o 1º piso e também devido aos pórticos dos pisos superiores estarem travados com paredes, a estrutura, durante a ação sísmica, irá comportar-se como um bloco, oscilando horizontalmente, apoiado sobre aqueles pilares, ou seja, comportando-se, basicamente, como um oscilador de 1 grau de liberdade, ampliando significativamente os momentos nos pilares (entre o R/C e o Piso 1) para os quais não estavam dimensionados. Com efeito não é corrente, nos modelos das estruturas, ter em consideração este efeito de travamento das paredes, o que conduz a este erro grosseiro, que correntemente tem provocado o colapso de edifícios naquelas condições, como se ilustra na Figura 2.7. Este tipo de colapso é denominado *soft storey*.

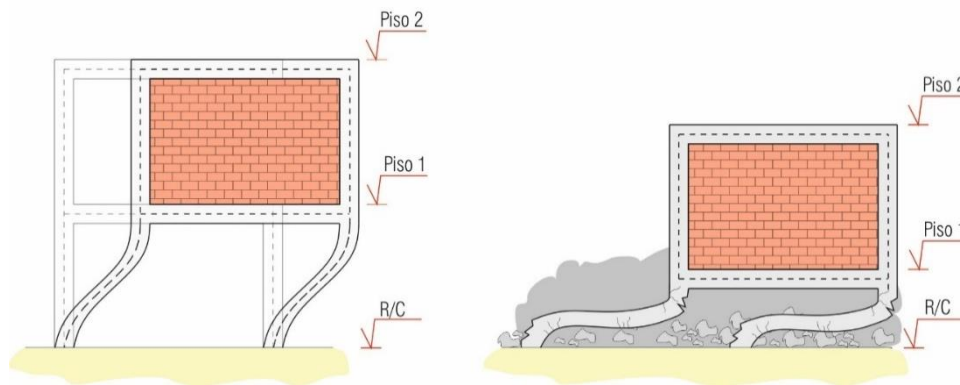


Figura 2.7 –Efeito *Soft Storey*.

Como segunda abordagem, para uma melhor compreensão do efeito “pilar curto”, exemplifica-se este efeito através de uma estrutura sujeita ao sismo, preenchida com alvenaria de tijolo até uma altura de 1,5 m, na Figura 2.8, apenas junto ao pilar assinalado a vermelho.

Estrutura sujeita  
ao sismo

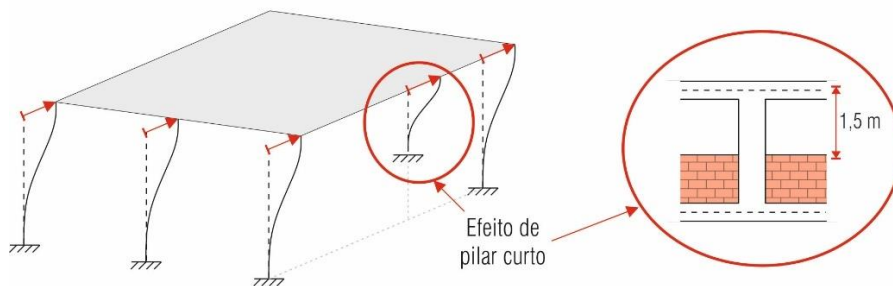


Figura 2.8 –Efeito “Pilar Curto”.

Uma vez que pelo método de dimensionamento tradicional não se contabiliza a interação entre as paredes e a estrutura, o pilar assinalado será dimensionado como se tivesse o comportamento teórico da figura abaixo, no entanto deveria ser dimensionado a contabilizar o efeito de “pilar curto”.

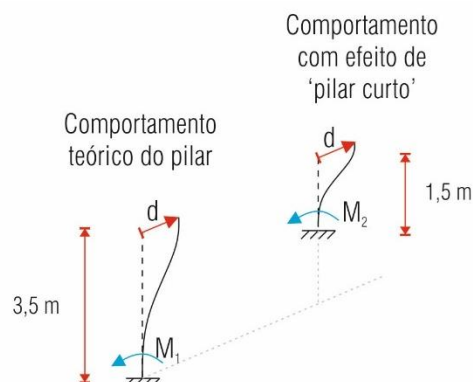


Figura 2.9 – Comportamento teórico do pilar e com efeito de “pilar curto”.

Na Figura 2.10 (a) apresenta-se o diagrama de momentos fletores e o valor máximo  $M_1$  para o pilar de comportamento teórico de comprimento 3,5 m e na Figura 2.10 (b) o diagrama de momentos fletores para o pilar a sofrer o efeito de “pilar curto”, de comprimento 1,5 m<sup>1</sup>.



Figura 2.10 – Diagrama de momentos fletores do pilar, comportamento teórico e com efeito de “pilar curto”.

É possível constatar que  $M_2$  é 5,4 vezes superior a  $M_1$ , ou seja, o pilar sendo dimensionado apenas pelo método tradicional pode colapsar precocemente uma vez que não se encontra dimensionado para o efeito “pilar curto”.

Numa parte significativa dos edifícios afetados por sismos, os danos, incluindo colapsos de estruturas, são atribuídos à alteração da resposta induzida pela interação, provocada pelos painéis de alvenaria, considerados não estruturais, com ligação íntima à estrutura, alterando o comportamento da estrutura para condições para as quais esta não foi dimensionada. De seguida apresentam-se os problemas mais comuns provocados por estas interações.

#### 2.4.1 Efeitos globais- Interações entre as alvenarias de tijolo e a estrutura de betão armado

A conceção correta de uma estrutura de betão armado é fundamental para o seu bom comportamento sísmico. Na existência de variações bruscas de rigidez, resistência ou massa da estrutura e/ou características dos elementos de um edifício, tanto em planta, como em altura, podem originar distribuições de forças horizontais e deformações completamente diferentes daquelas que ocorrem em estruturas regulares.

Em seguida apresentam-se alguns exemplos de efeitos globais provocados pelas interações entre as paredes e a estrutura de betão armado, como as irregularidades estruturais (em planta ou em altura, torção, “piso fraco”, “piso vazado”), e os danos em elementos não estruturais (fendilhação generalizada, colapso de paredes de alvenaria).

#### Distribuição irregular em planta

No entanto, é necessário entender o modo como as paredes de alvenaria afetam o comportamento dinâmico global da estrutura, devendo evitar-se distribuí-las de modo assimétrico em planta, pois podem

<sup>1</sup> No Anexo I apresenta-se a formulação utilizada para a obtenção dos valores presentes na Figura 2.10.

agravar os efeitos de torção. Em seguida apresenta-se um exemplo de irregularidade em planta na Figura 2.11 (a) e os seus possíveis efeitos de torção na ocorrência de um sismo na Figura 2.11 (b).

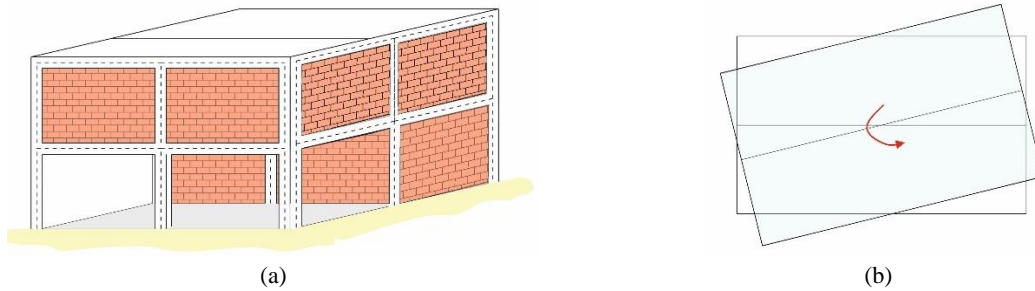


Figura 2.11 – (a) Um exemplo de uma irregularidade em planta; (b) Vista em planta do efeito de torção.

A existência de paredes de alvenaria de enchimento provoca um incremento significativo da rigidez, o que pode agravar os fenómenos de torção em edifícios com uma estrutura regular, cuja distribuição das paredes seja irregular em planta, que geralmente não é incluída nos modelos de cálculo de estruturas (FARDIS, 2009).

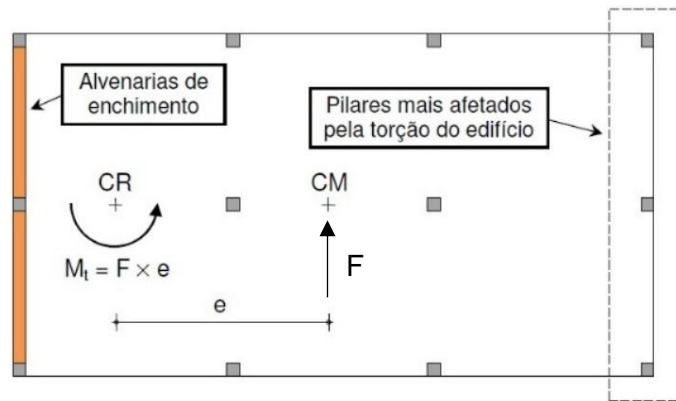


Figura 2.12 – Caso exemplo do aumento do momento torsor ( $M_t$ ) numa estrutura regular em planta, face à presença de uma distribuição irregular em planta das paredes de alvenaria de enchimento [adap. (Estêvão, 2012)].

A distribuição não simétrica das paredes de alvenaria em planta pode deslocar, expressivamente, o centro de rigidez (CR) das imediações do centro de massa (CM), o que provoca um incremento da excentricidade e do momento torsor. Este incremento poderá levar a um aumento dos esforços nos pilares mais distantes do centro de rigidez, o que pode não estar previsto inicialmente no modelo da estrutura, caso se considerem, apenas, os elementos estruturais no modelo de análise e dimensionamento (Estêvão, 2012). Este facto pode provocar danos nas alvenarias, Figura 2.13 (a), e colapsos parciais de edifícios, Figura 2.13 (b).



Figura 2.13 – Problemáticas associadas a plantas com distribuições irregulares e muito irregulares: (a) exemplo de danos em edifícios de paredes de alvenaria de enchimento (CORELLA, 2004). (b) colapsos parciais de um edifício (SINHA et al., 2001).

Através de testes realizados em mesa sísmica tem sido demonstrado a elevada influência da distribuição dos painéis de alvenaria de enchimento na resposta dinâmica dos edifícios, nomeadamente em relação aos modos de vibração de torção. Outra conclusão que foi possível tirar é que o caso das paredes que apresentem uma relação entre a espessura e a altura até à viga adequadas é possível resistir a acelerações mais intensas, até superiores à da aceleração gravítica ( $g= 9,80665 \text{ m/s}^2$ ), sem que caia para fora do seu plano (Estêvão, 2012).

### Distribuição irregular em altura

Na Figura 2.14 é possível observar duas situações de distribuição irregular em altura. Na primeira situação, Figura 2.14 (a), os pisos superiores contêm enchimento de alvenaria e o piso do R/C encontra-se vazado (designado por ‘piso vazado’), ou seja, os pisos superiores são mais rígidos e resistentes, devido ao enchimento de alvenaria, do que o piso do R/C. Com efeito, o comportamento sísmico dos pisos superiores, são significativamente diferentes do piso do R/C. Na segunda situação, apresentada na Figura 2.14 (b), o primeiro piso encontra-se vazado e os restantes pisos encontram-se preenchidos com alvenaria. Em ambos os casos encontram-se assinaladas a amarelo, as potenciais zonas de formação de rótulas plásticas.

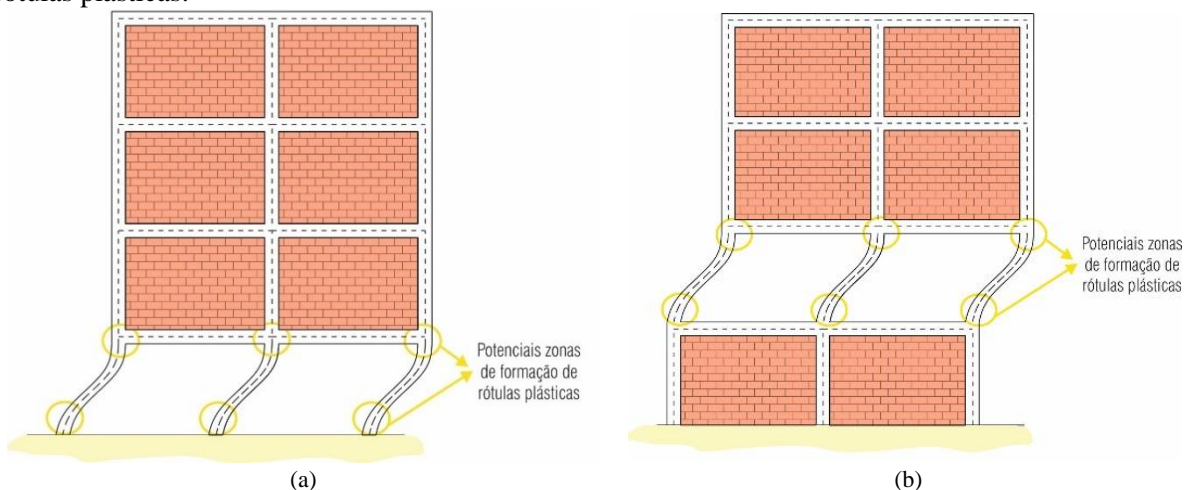


Figura 2.14 – Situações possíveis de irregularidades em altura, devido à alvenaria de enchimento e ao piso vazado: (a) Pisos superiores com enchimento de alvenaria; (b) Primeiro piso vazado e os restantes pisos preenchidos com alvenaria.

Verificou-se, a partir de reportagens fotográficas de sismos já ocorridos, que uma das irregularidades estruturais mais comum e com incidência de danos severos em edifícios existentes ocorre ao nível dos pisos inferiores, que resulta da ausência de paredes de alvenaria para vários efeitos, nomeadamente, a instalação de estacionamento, lojas, ou por opção arquitetónica, como é comum nas entradas dos hotéis. Assim, esse tipo de edifício com parede de alvenaria de enchimento, não possui paredes no piso de entrada e por sua vez apresenta uma flexibilidade mais elevada que os restantes pisos. Considerando que a rigidez horizontal das paredes de alvenaria é, geralmente cinco a dez vezes superior à de uma estrutura porticada de betão armado, conclui-se que a parede de alvenaria, enquanto não for fortemente danificada, prevalece no comportamento sísmico da estrutura, o que pode potenciar a formação de um mecanismo de colapso por piso flexível. Estas irregularidades estão associadas ao colapso de edifícios com alvenaria de enchimento, originando mecanismos tipo *soft storey*, como se observa na Figura 2.15.





Figura 2.15 – Exemplos reais do efeito *Soft Storey*: (a) No R/C (Halde & Deshmukh, 2015); (b) Nos pisos superiores, sismo de Kobe 1995 (Bachmann, 2003).

Num estudo realizado a 300 000 edifícios na Turquia, através da observação destes, foi possível concluir que 78% dos edifícios foram afetados por este efeito de “piso fraco”, ou seja, 234 000 edifícios. Fatores e/ou parâmetros como a altura do piso fraco, ou a rigidez e distribuição de pilares em pisos fracos propiciam este efeito nas estruturas<sup>2</sup> (Kirac et al., 2011).

### Danos em elementos não estruturais

Como é explicitado nas seções 2.2 e 2.3, os painéis de enchimento de alvenaria acarretam um aumento significativo da rigidez global da estrutura, ou seja, uma frequência natural de vibração superior e que, dependendo do espectro sísmico, pode implicar um incremento das forças sísmicas. O aumento, significativo, das tensões de corte dá-se, principalmente, nos pórticos mais rígidos, ou seja, nos pórticos que se encontram preenchidos com alvenaria, originando, muitas das vezes, o colapso dos painéis periféricos que, por aceleração perpendicular ao pórtico, podem cair para o interior das habitações e/ou caixas de escada, como podem, também, cair para o exterior do edifício, com consequências mais graves (situação mais crítica), que se podem refletir desde a perda de vidas humanas à perda de bens materiais. Na Figura 2.16 é possível constatar dois casos onde a maioria dos painéis de alvenaria caíram, tendo assim um efeito mais global enquanto que na Figura 2.17 é possível observar a queda de uma parte dos painéis de alvenaria para fora do edifício, afetando mais localmente.



Figura 2.16 – Queda de painéis alvenaria para fora do plano após a rotura devido a ação sísmica (Varum, 2003).

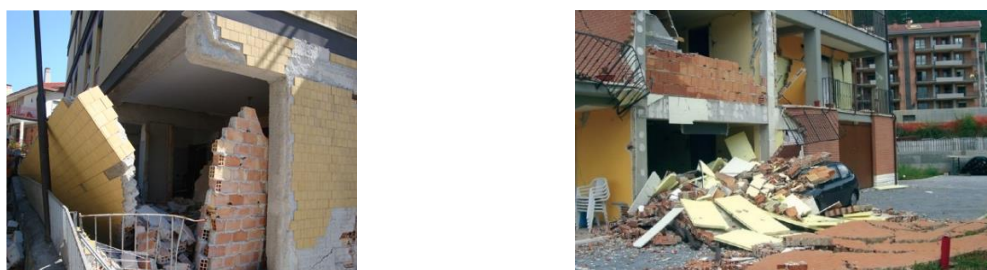


Figura 2.17 -Colapso das alvenarias de tijolo para fora do plano, após sismo de L’Aquila, em 2009, em Itália (Lourenço & Gomes, 2019; Silva et al., 2016).

<sup>2</sup> Outros fatores/parâmetros que propiciam este efeito: existência de mezanino (parte alta construída no interior de um local entre vigas e pilares) (Escudero et al., n.d.); existência de projeção saliente e em consola no piso fraco; propriedades do material da parede de preenchimento; classe e propriedades do solo; número do andar; condições sísmicas.

Além da queda dos painéis podem surgir outros danos como a fendilhação das paredes de alvenaria, como se observa na Figura 2.18 (a) e na Figura 2.18 (b) .

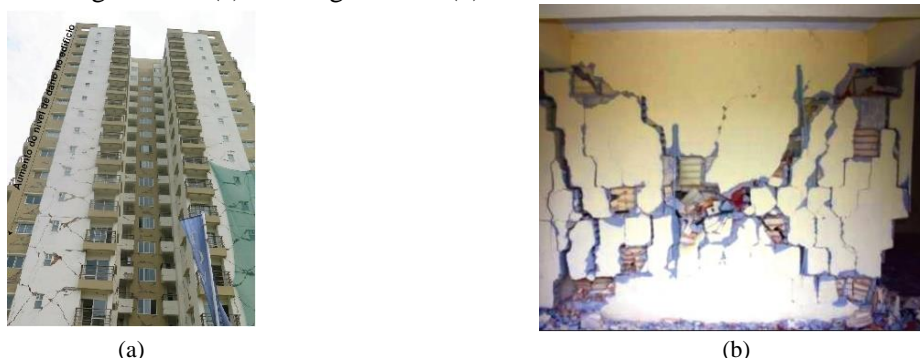


Figura 2.18 –Fendilhação das paredes de alvenaria: (a) Após sismo de Gorkha, num edifício de 15 andares no Nepal (Furtado et al., 2021); (b) Fissuração diagonal após sismo de L’Aquila, em 2009, em Itália (Lourenço & Gomes, 2019).

É importante referir que as ligações entre panos, representadas no Anexo I, nas disposições construtivas tradicionais, não são suficientes para garantir a segurança, pois representam um pequeno contributo.

#### 2.4.2 Efeitos locais- Interações entre as alvenarias de tijolo e a estrutura de betão armado

Como referido anteriormente, as paredes de enchimento, geralmente são consideradas como elementos não estruturais, o que pode levar ao aparecimento de efeitos locais provocados por estas, uma vez que, geralmente, a sua resistência não é contabilizada, ou não se adotam medidas para as “desligar” da estrutura das paredes.

Na Figura 2.19 ilustram-se efeitos entre a parede e os pilares adjacentes, sendo o primeiro o efeito da biela de compressão, onde a linha imaginária perpendicular a essa biela está à tração e promove a fendilhação das paredes. O segundo efeito mostra que a alvenaria pode, através dos esforços de corte, fendilhar pelas juntas. O que quer dizer que a resistência da alvenaria depende também das ligações entre a argamassa das juntas e a alvenaria<sup>3</sup>.

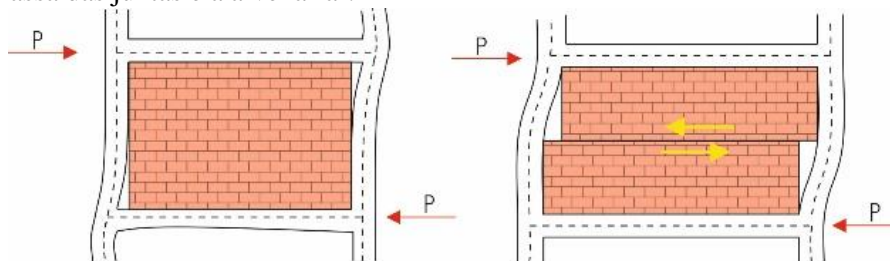


Figura 2.19 -Esforços de corte: interações entre a parede e os pilares adjacentes durante um sismo [adap. (Bachmann, 2003)].

Usualmente é aconselhado evitar o contraventamento do pórtico com preenchimentos de alvenaria na Figura 2.19 (Bachmann, 2003). No entanto, estes problemas de corte, apresentados na Figura 2.19 são possíveis de evitar, se entre a estrutura de betão armado e o painel de alvenaria existir espaço para que seja possível a ocorrência da deformação da estrutura, então os efeitos globais e locais interligados à rigidez da parede podem ser desprezados (como apresentado nas soluções 2.5.2).

Quando uma parede de enchimento de alvenaria restringe a flexão do pilar adjacente pode provocar uma rotura por corte no pilar como se ilustra na Figura 2.20, por efeito da ação sísmica.

<sup>3</sup> A resistência da argamassa, correlacionada com o tipo de argamassa é evidenciada em 2.5.2. Acresce ainda que num estudo recente, realizado por investigadores do MIT, conclui que a durabilidade de estruturas, como o Panteão de Agripa, está fortemente ligada ao tipo de argamassa utilizada na construção (argamassa de cal) que tem a capacidade, autoreparável, de preencher fendas até 0,6 mm (Kwan, 2023).

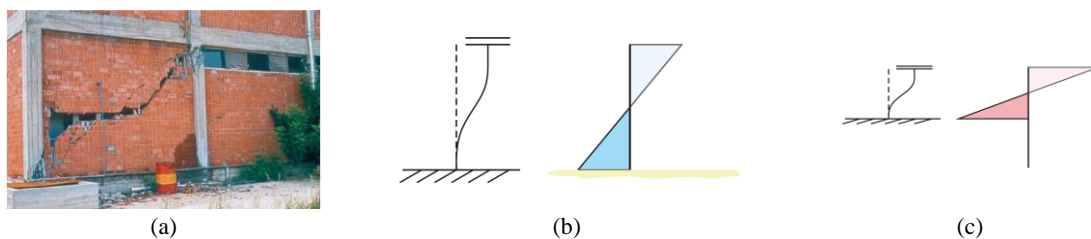


Figura 2.20 – (a) Ocorrência de corte na extremidade dos pilares provocado pelos esforços transmitidos pela “biela” da parede (Lourenço & Gomes, 2019); Diagrama de Momento Fletor no pilar: (b) situação de dimensionamento em projeto; (c) situação real.

No caso de paredes com grandes aberturas, como janelas e portas, como se ilustra na Figura 2.21(a), os pilares estando confinados até à altura da parede, poderão apresentar o comportamento de “pilar curto” (ou “*short-column*”- efeito local), na restante extensão superior do pilar como se ilustra na Figura 2.21 (b) e Figura 2.21 (c) na ocorrência de um sismo.

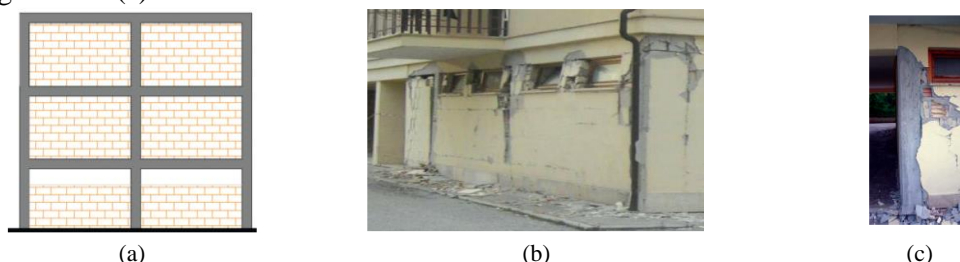


Figura 2.21 – Exemplo de mecanismo de “pilar curto” num edifício residencial após o sismo de Áquila (Itália) em 2009 (Lourenço & Gomes, 2019).

A existência do “pilar curto” provoca o aumento da rigidez horizontal da estrutura e da respetiva frequência fundamental, o que aumenta a aceleração sísmica no edifício. Ou seja, o pilar que havia sido dimensionado para o Diagrama de Momento Fletor da Figura 2.20 (b) transformou-se num “pilar curto” com o Diagrama de Momento Fletor da Figura 2.20 (c) o que é suscetível de provocar, além do mais, o seu colapso. Este fenómeno é geralmente desprezado no dimensionamento das estruturas. Com o desenvolvimento de macro modelos, associados ao incremento das capacidades computacionais, torna-se viável considerar a influência dos painéis de alvenaria no dimensionamento de estruturas de betão armado sujeitas a sismos.

### 2.4.3 Mecanismos de rotura em parede de alvenaria de tijolo

Através da observação de alguns colapsos estruturais, associados à presença de paredes de alvenaria, entende-se que é necessário perceber os seus mecanismos de rotura principais. Foram desenvolvidos alguns estudos sobre o comportamento de um painel de alvenaria confinado por um pórtico de betão armado e a partir destes era possível perceber que a sua evolução se dava em três fases aquando a sua solicitação a ações horizontais (Leuchars & Scrivener, 1976). A partir destes estudos, sobre o mecanismo de interação pórtico de betão armado – painel de alvenaria, pode-se constatar que, quando sujeito a um sismo, este conjunto inicialmente apresenta um comportamento monolítico (primeira fase), pois o painel de alvenaria de tijolo encontra-se confinado pelos elementos de betão, adquirindo uma ductilidade muito superior ao seu comportamento frágil enquanto parede de alvenaria, mas com o desenvolvimento da ação sísmica, o comportamento tende a modificar-se, tal como se mostra na Figura 2.22 (a) evoluindo para a situação ilustrada na Figura 2.22 (b).



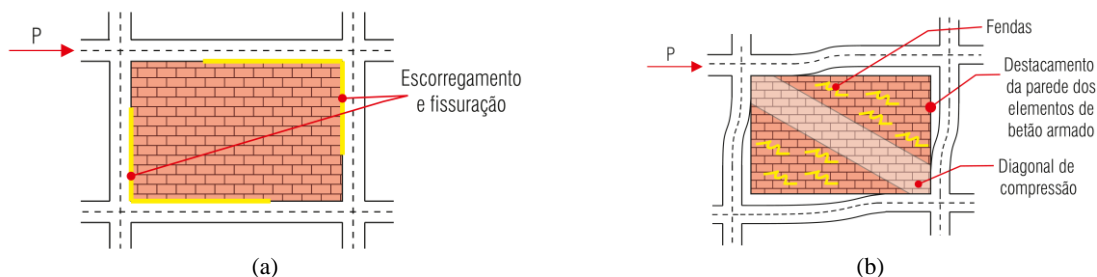


Figura 2.22 – Evolução do comportamento do pórtico preenchido com alvenaria: (a) Aparecimento de fenômenos de escorregamento e fissuração com o incremento de forças (b) Formação da biela de compressão após o destacamento dos cantos tracionados (Guerreiro, 2014; H. Rodrigues, 2005).

Constata-se que inicialmente (primeira fase) que a capacidade de carga é elevada e sem fendilhação significativa e que a duração desta primeira fase é função das condições de ligação entre o pórtico e o painel. A ação dinâmica, oscilatória, leva ao enfraquecimento das ligações da alvenaria em relação à estrutura de betão armado e também no interior da própria alvenaria, gerando fenômenos de escorregamento e aberturas de fendas nas zonas tracionadas da parede e nas zonas comprimidas (começo da segunda fase). Assim que se der a rotura<sup>4</sup> inicia-se a terceira fase. Se a resistência da alvenaria for superior à dos pilares, então a rotura dá-se nos pilares, caso contrário, a rotura dá-se na alvenaria. Se a rotura se der na alvenaria, podem surgir três tipos de mecanismos de rotura individualmente ou combinados:

1. Rotura por deslizamento ao longo de juntas horizontais de argamassa (Figura 2.23 (a));
2. Rotura por tração com fendilhação na direção diagonal comprimida (Figura 2.23 (b));
3. Rotura por esmagamento localizado nos cantos comprimidos (Figura 2.23 (c)).

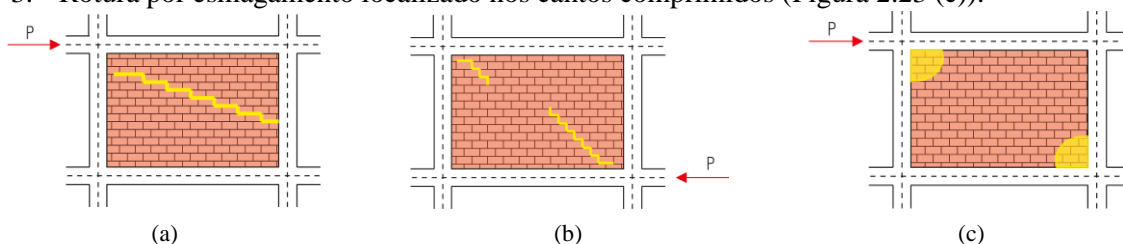


Figura 2.23 – Tipos de rotura na alvenaria: (a) Rotura por deslizamento ao longo das juntas; (b) Rotura por tração com fendilhação na direção diagonal comprimida; (c) Rotura por esmagamento localizado nos cantos comprimidos. [adap. (H. Rodrigues, 2005)].

Quando o contributo das paredes de alvenaria é elevado, promove um incremento de rigidez horizontal da estrutura, na direção dos panos de alvenaria, analogamente aos dos sistemas de contraventamento, o que poderá condicionar o comportamento sísmico do edifício de um modo perigoso, caso o dimensionamento da estrutura de betão armado não considere estes efeitos de contraventamento.

A biela de compressão que se forma no pano de alvenaria (ver Figura 2.22 (b)) funciona como uma diagonal de contraventamento, que pode ser vista como uma segunda linha de defesa, promovendo, uma “sobre resistência” na estrutura de betão armado dimensionada para resistir à ação sísmica. Contudo, caso se considere essa contribuição das paredes elas têm de ser consideradas como integrantes na estrutura do edifício. Desta forma estas paredes nunca poderão ser removidas como se tratassem de simples paredes divisórias.

No entanto, através de diversos estudos experimentais, é possível agrupar por mecanismos, dependentes dos valores relativos de rigidez e resistência das alvenarias e da estrutura de betão armado (Report., 1998; SHING & MEHRABI, 2002) como se apresenta no Anexo I.

<sup>4</sup> É de se notar que antes da rotura, na fase de fendilhação o comportamento do pórtico de alvenaria é muito diferenciado do inicial, uma vez que as características de resistência e rigidez são alteradas, tal como as condições de amortecimento na zona da ocorrência de fendilhação. Assim, é de prever que após a rotura, segundo os mecanismos anteriormente visados, afete significativamente, de modo ampliado, as características nomeadas no parágrafo anterior.

## 2.4.4 Danos localizados nos painéis de alvenaria e danos mistos nos elementos de BA

Na Figura 2.24 (a) é possível observar várias tipologias de danos localizados em alvenaria, e na Figura 2.24 (b) é possível observar várias tipologias de danos mistos nos elementos de betão armado e nos painéis de alvenaria, segundo a sua gravidade.

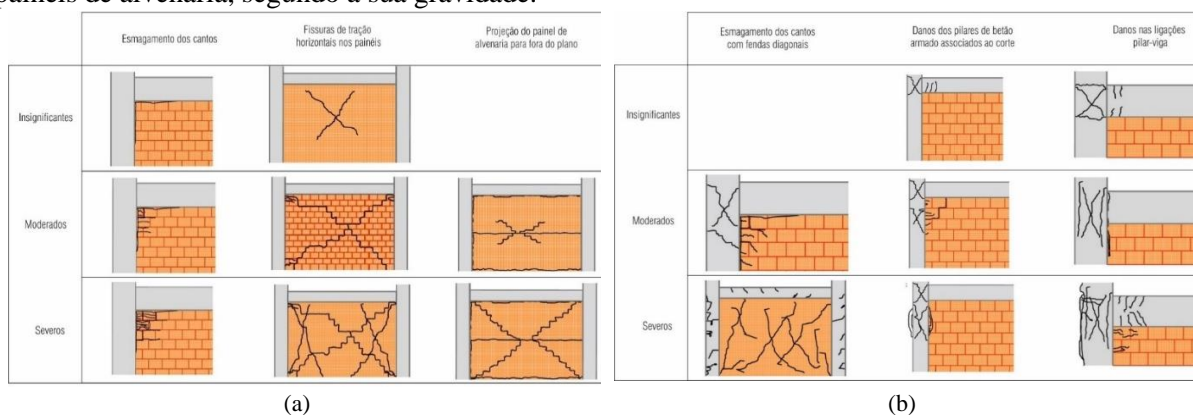


Figura 2.24 – Danos: (a) localizados nos painéis de alvenaria (Report., 1998); (b) mistos nos elementos de betão armado e nos painéis de alvenaria (Report., 1998).

## 2.5 Disposições construtivas

Uma vez que se encontram explanados os efeitos das ações sísmicas nas estruturas de betão armado com paredes de alvenaria de tijolo, passa-se a apresentar algumas soluções descritas em diversos trabalhos com o propósito de minimizar a irregularidade em altura, evitar o efeito “pilar curto”, para evitar a interação entre as paredes de alvenaria e a estrutura de betão armado para melhorar o comportamento destas para fora do plano aquando a estrutura é submetida a um sismo intenso.

### 2.5.1 Soluções tradicionais

Na construção de paredes de alvenaria é necessário que a fresta visível na Figura 2.25 (a) – folga entre o coroamento do painel de parede e a face inferior da viga - fique preenchida, não ultrapassando a espessura de 5 cm, como se indica na Figura 2.25 (b).



(a)



(b)

Figura 2.25 – Parede de Alvenaria: (a) fresta visível; (b) fresta preenchida (Rossi, 2021).

Apresentam-se algumas disposições construtivas, tradicionais, recomendadas no Anexo I.

### 2.5.2 Soluções alternativas

Como solução alternativa à apresentada no Anexo II, propõe-se o estudo da solução apresentada na Figura 2.26, onde se recorre à utilização de ligadores em varão roscado em aço inox selados, com resina epóxi, em furos realizados nos pilares, aquando da construção desses panos de alvenaria. Os grampos,

ligadores e componentes de fixação, deverão ser todos em aço inox para garantir a sua integridade no ambiente húmido das caixas-de-ar.

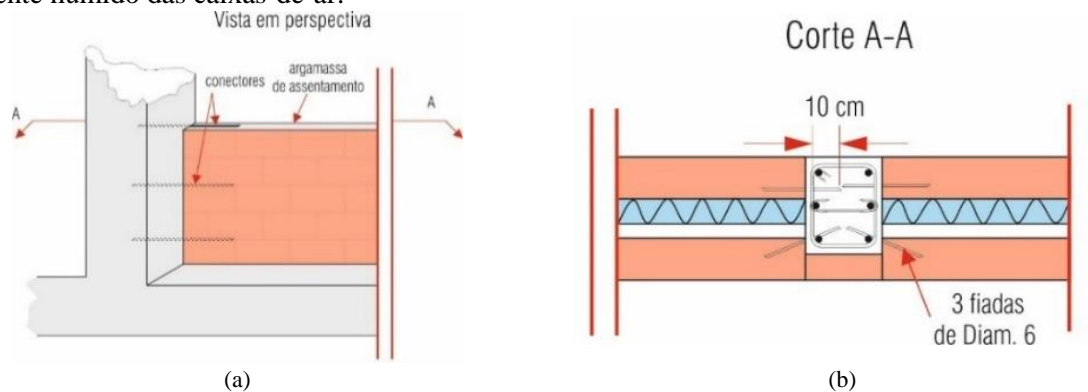


Figura 2.26 – Solução de ligação entre as paredes de alvenaria e o pilar de betão armado a ser estudada.

### Soluções propostas para minimizar os efeitos da irregularidade em altura

Não sendo possível diminuir a irregularidade em altura das paredes de alvenaria de tijolo, podem ser tomadas medidas<sup>5</sup> como a transformação das paredes de alvenaria em elementos estruturais<sup>6</sup>, ou desligar com folgas adequadas (ver Figura 2.27) as paredes de enchimento em alvenaria da estrutura de betão armado (Costa & Providência, 2019).



Figura 2.27 – Exemplo de uma folga entre a alvenaria de enchimento e os pilares de betão armado, com bom comportamento face ao sismo ocorrido no Peru em 2001 (Estêvão, 2012).

### Soluções propostas para evitar o efeito de “pilar curto”

Para evitar o efeito de pilares curtos poder-se-ão adotar medidas<sup>7</sup> como a folga (ver Figura 2.27) entre a parede de alvenaria e a estrutura de betão armado pilares e viga sobre a parede, ou a atribuição de uma dimensão considerável à seção dos pilares, na direção paralela à parede, de forma a aumentar a rigidez do pilar em relação à da parede (Costa & Providência, 2019; Silva et al., 2016)

<sup>5</sup>Uma outra medida, do foro arquitetónico, mas que também influência é dispor as paredes de alvenaria em planos distintos dos da estrutura resistente (R. Costa & Providência, 2019).

<sup>6</sup>Confinando-as e dotando-as de ductilidade.

<sup>7</sup>Uma outra medida, do foro arquitetónico, mas que também influência é diminuir a dimensão horizontal da abertura na parede, de modo a que esta não se prolongue totalmente entre dois pilares e permita a formação de duas bielas de compressão diagonais, que possibilitem a ligação dos nós diagonalmente opostos do painel do pórtico sem intersectar a abertura (Costa & Providência, 2019).

## Soluções de reforço para melhoramento do comportamento para fora do plano de paredes de alvenaria de tijolo

No Anexo I representa-se vários tipos de redes e elementos de ancoragem e vários tipos de reboco.

### Solução tipo 1

Numa campanha experimental<sup>8</sup>, em todos os ensaios de compressão diagonal, em muretes de alvenaria, verificou-se que as roturas surgiram predominantemente nas zonas de ligação argamassa-tijolo, sendo que, também foi, aproximadamente, obtida a mesma tensão de corte, tanto nos muretes com tijolo furado, como nos muretes de tijolo maciço, mostrando que a argamassa de assentamento é o elemento que restringe o comportamento das paredes sujeitas a ações horizontais. Outra conclusão importante a que chegaram, é que o reforço executado com a argamassa de cimento tinha uma capacidade resistente superior ao da cal hidráulica, mas, no entanto, a compatibilidade entre o revestimento armado e o suporte não foi tão promissora como no reforço com cal hidráulica (Marques et al., 2019).



Figura 2.28 – Murete de alvenaria de tijolo, reforçado com: (a) argamassa de cal e rede de fibra de vidro; (b) argamassa de cimento e rede de fibra de vidro (Marques et al., 2019).

### Solução tipo 2

Numa dissertação<sup>9</sup>, a partir dos ensaios de flexão cíclicos (Figura 6, Anexo I), concluíram que a malha com fibras de carbono apresenta valores de energia dissipada superiores aos das fibras de vidro, pois a sua resistência é mais elevada e possui patamares plásticos com níveis de carga muito elevados em comparação com a malha de fibras de vidro. A elevada energia dissipada está associada ao comportamento dúctil, do mesmo modo que a baixa energia dissipada está associada ao comportamento frágil das malhas. As malhas constituídas por fibras de carbono exibem valores de energia dissipada 5 vezes superiores do que a parede de referência<sup>10</sup>, enquanto as malhas de fibras de vidro apresentam valores 3 vezes superior à da parede referência. Referem ainda que a avaliação efetuada das malhas produzidas com fibra de vidro não se tornam desvantajosas relativamente às malhas produzidas com fibra de carbono, considerando o fator económico entre ambas. Assim a malha com fibras de vidro é a malha que, tendo em conta as características mecânicas, económicas e físicas, tal como a ductilidade, exibe um desempenho mais interessante (Martins, 2013).

### Solução tipo 3

Numa outra campanha experimental, documentada para a avaliação desta solução de reforço (Furtado et al., 2019), com os procedimentos apresentados no Anexo I.

<sup>8</sup> Realizada com muretes de alvenaria de tijolo, para simular paredes resistentes de alvenaria de tijolo furado e maciço, reforçadas com revestimentos armados, com fibra de vidro ancoradas por “bolachas”, ou seja, bucha metálica e disco de plástico, além de serem testadas as paredes reforçadas e não reforçadas, a argamassa utilizada nestas também foi testada.

<sup>9</sup> Baseada em campanha experimental, realizaram-se ensaios de aderência e de tração em varões e malhas. Também foram realizados ensaios de flexão de paredes de alvenaria com e sem reboco armado, onde se averiguou que a insuficiência das amarras pode estar relacionada com as forças de tração envolvidas neste tipo de ensaio, pois a resistência que as duas amarras oferecem é superior à resistência mobilizada, como no caso do arrancamento de malhas inseridas (consultar Anexo I).

<sup>10</sup> Parede de alvenaria sem malha de reforço.



Figura 2.29 – Paredes de alvenaria de tijolo furado: (a) não reforçada; (b) reforçada com reboco armado de fibra de vidro (Furtado et al., 2019).

A partir desta experiência foi possível demonstrar que se trata de um reforço eficiente, uma vez que permitiu um ganho de resistência de 30 % e uma capacidade de deformação 2,5 vezes superior à de uma parede de alvenaria de tijolo sem reforço e sem ocorrência de colapso.

### Soluções propostas para evitar a interação entre as paredes de alvenaria e a estrutura de betão armado

#### Solução tipo 1

Um dos sistemas propostos (ver

Tabela 1, Anexo I) baseia-se na utilização de perfis plásticos e elastómero em formato “U” nas zonas de contacto entre a estrutura e o painel de alvenaria, sendo o sistema designado de INODIS, tal como se apresenta na Figura 2.30 (Marinković & Butenweg, 2018).

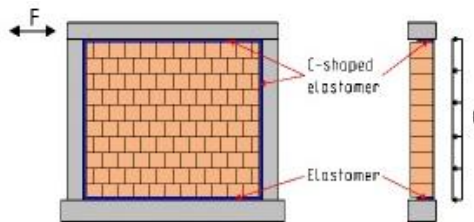


Figura 2.30 – Sistema INODIS (Marinković & Butenweg, 2018).

No entanto, esta solução fica condicionada pelo tempo de vida útil do elastómero, perante as condições a que se encontra sujeito, principalmente na zona mais afetada (zona inferior), e ao mesmo tempo pelo assentamento que este sofre ao longo do tempo, principalmente na zona inferior sob a ação do peso da parede, que é suscetível de provocar fendilhações na periferia desse painel de alvenaria.

#### Solução tipo 2

Num estudo desenvolvido pela Universidade de Tecnologia de Cracóvia<sup>11</sup>, onde propõe a utilização de juntas entre a estrutura e o painel de alvenaria, preenchidas com Poliuretano PM<sup>12</sup>, para mitigar os efeitos da ação sísmica, como as interações entre a estrutura de betão armado e os painéis de alvenaria.

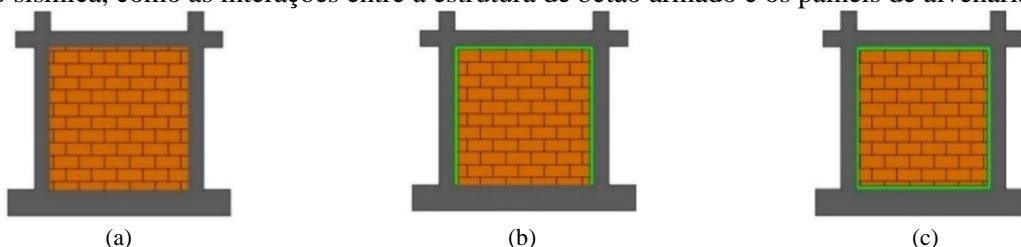


Figura 2.31 – Estruturas analisadas com paredes de alvenaria ligadas a pórticos de betão armado com: a) ligação rígida ao redor da parede, b) conexão PM flexível em 3 limites, c) conexão PM flexível em 4 limites (Akyıldız et al., 2019).

<sup>11</sup> CUT

<sup>12</sup> Polímero com características hiperelásticas, de alta ductilidade, permitindo a sua utilização em juntas flexíveis.

Nos ensaios realizados neste estudo<sup>13</sup>, em pórticos preenchidos com tijolos, com juntas de diferentes espessuras de 1 cm, 2 cm e 3 cm, realizaram-se uma análise linear<sup>14</sup> e uma análise não linear<sup>15</sup>, onde a partir das quais foi possível concluir (Akyıldız et al., 2019):

- A estrutura (a) da Figura 2.31 tem a maior frequência e os menores valores de deslocamento, concluindo-se que o seu comportamento é o mais rígido em comparação com as restantes<sup>16</sup>. Por outro lado, com o aumento da espessura da junta preenchida com poliuretano existe uma diminuição das frequências naturais, especialmente na direção do plano;
- A implementação das juntas flexíveis torna o pórtico mais dúctil tanto na direção do plano como fora do plano. A criação de estruturas dúcteis é o ideal para edifícios mais resistentes à ação sísmica, pelo que pode concluir que estes resultados são promissores;
- Nos mapas de tensões obtidos mostram a eficácia das juntas flexíveis de 2 cm de espessura, tendo ocorrido uma perda de tensão substancial, cerca de 3 a 5 vezes para excitações na direção do plano e na direção fora do plano nas zonas limite das juntas. Apesar das simplificações adotadas a implementação de juntas flexíveis em estruturas reais pode diminuir ou prevenir totalmente os efeitos sísmicos em paredes de alvenaria de edifícios de betão armado.

### **Solução proposta a ser estudada**

Com base em algumas das soluções expostas propõe-se a solução apresentada na Figura 2.32<sup>17</sup>, que tem por objetivo evitar a queda de painéis de alvenaria para o exterior e mitigar ou prevenir totalmente a interação entre as paredes de alvenaria e a estrutura de betão armado. Os deslocamentos relativos<sup>18</sup> podem ser minimizados com a interrupção dos painéis, formando juntas verticais com a adoção de um montante vertical de BA<sup>19</sup>. Todo o contorno vertical e coroamento dos painéis das paredes deverão formar juntas com 2cm<sup>20</sup> de abertura e preenchidas com espuma de poliuretano<sup>21</sup>.

Na Figura 2.33 apresentam-se os montantes de betão armado, com a largura da parede periférica, uma forra térmica de 6 cm na face exterior, e com 20 cm na outra direção, armados com, pelo menos, 4 varões longitudinais de diâmetro 10 mm e com cintas de diâmetro 8 afastadas entre si a 15 cm<sup>22</sup>.

---

<sup>13</sup> Pórticos constituídos por “barras” 220 x 220 cm<sup>2</sup> com tijolos polacos de Bonarka de dimensões 25 x 12 x 6,5 cm<sup>3</sup> tendo sido sujeitos a duas simulações de sismos: El Centro de 1940 (ocorreu no sudoeste do Sul da Califórnia) e Petrolia de 1992 (ocorreu na costa Norte da Califórnia). Além da ação sísmica foram ainda acrescentadas outras cargas.

<sup>14</sup> A partir de uma análise linear obtiveram os valores relativos às frequências obtidas no plano e fora do plano, para os diferentes casos de estudo, onde é notória uma diminuição da frequência conforme a espessura da junta preenchida aumenta (Akyıldız et al., 2019).

<sup>15</sup> A partir de uma análise não linear obtiveram os resultados relativos aos deslocamentos máximos sofridos pelas barras no plano e fora do plano, para os diferentes casos apresentados, onde é possível constatar que o deslocamento ocorrido nas barras é maior quanto maior a espessura das juntas preenchida (Akyıldız et al., 2019).

<sup>16</sup> Resultado esperado uma vez que não existe uma junta deformável.

<sup>17</sup> Devido à insuficiência de tempo não foi possível estudar esta solução, no entanto apresenta-se como perspetiva futura.

<sup>18</sup> Com a retração das lajes dos pisos, especialmente no caso de paredes curvas (em planta) e em paredes periféricas que formem um cunhal, se os pilares estruturais estiverem no interior e as paredes periféricas não estiverem travadas por pilares estruturais, quer ao longo do seu comprimento, quer nos seus cunhais, surge a tendência do surgimento de fissuras na base das paredes, devidas a deslocamentos relativos entre a base da parede e a laje do piso que retrai naturalmente pelo comportamento habitual do betão armado.

<sup>19</sup> Sempre que o comprimento do painel de parede seja superior a 5 m.

<sup>20</sup> Para mitigar e/ou anular as interações provocadas (pelas paredes de alvenaria) na estrutura de betão armado do edifício, cada painel deverá, na sua periferia, ser preenchido com espuma de poliuretano de espessura mínima de 2 cm. Com esta metodologia, para minimizar a interação entre a estrutura de betão armado do edifício e os painéis das paredes de alvenaria, poderá continuar-se a adoção dos modelos de cálculo tradicionais onde se despreza a contribuição resistente daquelas paredes.

<sup>21</sup> De modo a que a estrutura, quando deformada horizontalmente pela ação sísmica, não toque nas paredes de alvenaria e assim não se verifique a interação indesejada com as paredes de alvenaria.

<sup>22</sup> Para travar esses deslocamentos diferenciais entre pisos, ligando as lajes dos pisos.



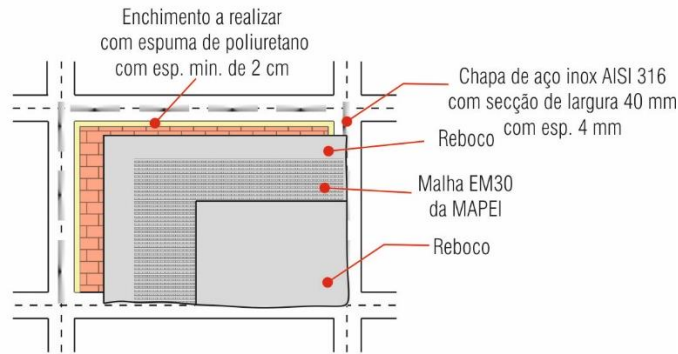


Figura 2.32 – Solução que impede a interação das paredes com a estrutura e impede a queda de paredes para fora do seu plano.

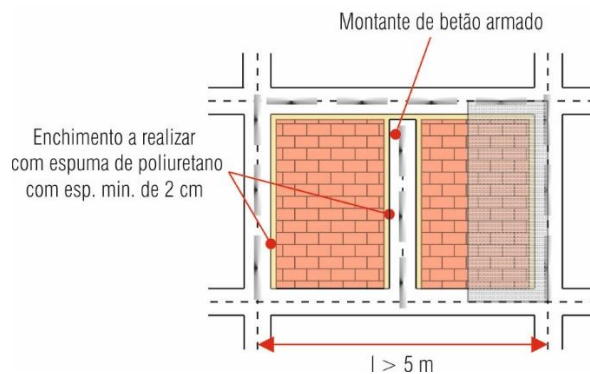


Figura 2.33 – Pormenor da solução que impede a interação das paredes com a estrutura e impede a queda de paredes para fora do seu plano.

Para evitar a instabilidade nos painéis de alvenaria<sup>23</sup> propõe-se que as paredes periféricas sejam revestidas por uma rede contínua, embutida na camada do reboco exterior, e fixa exteriormente aos elementos de betão armado do edifício, como as vigas, os pilares e os bordos das lajes dos pisos. Essa fixação deverá ser reforçada com a sobreposição de chapas inox, furadas para permitir a fixação mecânica, Figura 2.32.e Figura 2.33, para que se possa prender a malha que irá impedir a queda das paredes periféricas para o exterior do edifício. Estas chapas inox e as suas fixações devem ficar revestidas pela camada exterior de reboco da parede. Abaixo apresentam-se os pormenores da solução proposta para estudo (Figura 2.34).

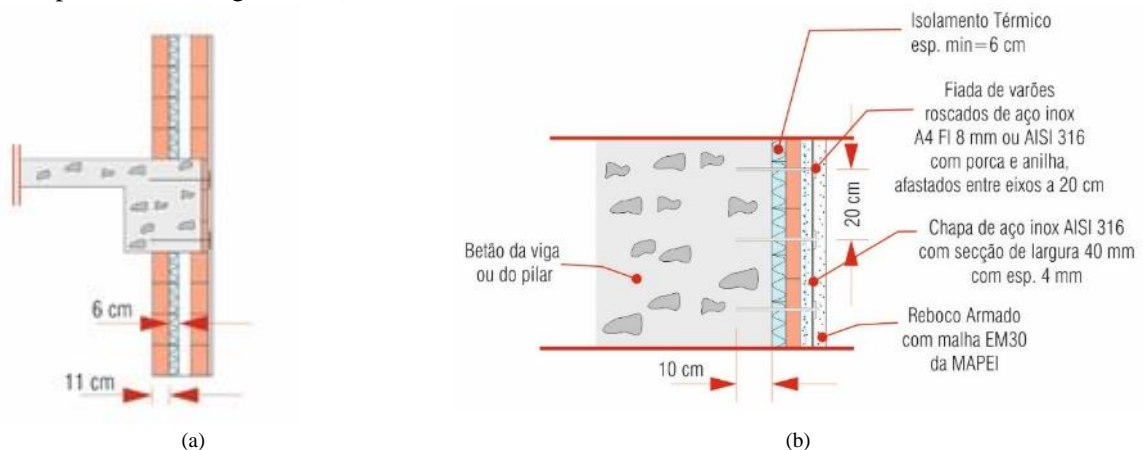


Figura 2.34 – Pormenores da solução que impede a interação das paredes com a estrutura e impede a queda de paredes para fora do seu plano.

<sup>23</sup> Durante a ocorrência de muitos sismos tem-se verificado, em edifícios de estrutura de BA, o tombamento de painéis de paredes periféricas sobre as vias públicas, assim torna-se necessário garantir que os painéis das paredes periféricas não percam a estabilidade durante a ação sísmica.

A solução apresentada pretende, além de mitigar as interações anteriormente referidas e impedir a queda dos painéis para fora do seu plano, simplificar a modelação de edifícios de betão armado com paredes de alvenaria de enchimento, tornando-se desnecessária a contemplação das características das paredes (com exceção da massa que deverá ser contabilizada no modelo de cálculo).

## 2.6 Considerações finais

Os impactos positivos e negativos das paredes de alvenaria fazem-se sentir nos parâmetros modais e consequentemente na resposta sísmica da estrutura. A desconsideração destes impactos pode, no pior dos casos, levar a estrutura ao colapso precoce.

As patologias mais vulgares, relativas às paredes de alvenaria de tijolo, são:

- a) o desligamento entre o painel de alvenaria e os elementos estruturais que a rodeiam;
- b) as fendas diagonais (zona da parede tracionada);
- c) e o colapso total e/ ou parcial do painel de alvenaria para fora do seu plano original.

As patologias mais vulgares, relativas às estruturas de edifícios de betão armado, provocadas por paredes de alvenaria de tijolo, são:

- a) Fendilhação dos elementos estruturais;
- b) Colapso parcial da estrutura;
- c) Colapso total da estrutura.

Ao não serem contabilizados, os efeitos globais e locais, provocados pela presença de paredes de alvenaria e pelas interações entre estas e a estrutura, na modelação dos edifícios de estrutura de betão armado, considerando a metodologia usual de construção de paredes de alvenaria, leva a um dimensionamento completamente diferente.

Através da adoção de disposições construtivas que mitiguem e/ou eliminem as interações que ocorrem entre as paredes de alvenaria e a estrutura de betão armado é possível criar estruturas mais resistentes aos sismos. Apresentaram-se diversas soluções e com base em algumas delas propôs-se uma fusão de soluções e a criação de outras medidas, porém devido à escassez de tempo não foi possível testar a solução proposta, passando assim a ser uma perspectiva futura.

O conhecimento sobre as causas dos danos na estrutura de betão armado, relativos às interações provocadas pelas paredes na estrutura devem influenciar as hipóteses admitidas em projeto e, em simultâneo, a escolha adequada de disposições construtivas face às hipóteses escolhidas.



### 3 MODELAÇÃO DE PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

#### 3.1 Considerações iniciais

Com a introdução do betão armado, a alvenaria foi perdendo relevância, existindo uma “presumida” desconsideração da sua participação no comportamento estrutural dos edifícios, uma vez que apenas é considerada enquanto elemento não estrutural. No entanto, ao se menosprezar o efeito das alvenarias de enchimento, não se tem em consideração as interações destas com a estrutura, tanto a nível global como a nível local, apesar de ser uma prática sugerida por muitos dos regulamentos, o que pode conduzir a um dimensionamento que não garante a segurança.

A observação das consequências de abalos sísmicos provocados e/ou relacionados com os painéis de alvenaria na resposta global da estrutura, como os enunciados na seção 2.4, promoveram a realização de estudos, para um melhor entendimento dos fenómenos e para a caracterização e/ou modelação de paredes. Para que a modelação das paredes seja relativamente simples, prática e de mais rápida execução, optou-se pela macro modelação, uma vez que tanto na modelação global de uma estrutura como na interação pórtico-alvenaria permite obter resultados satisfatórios (D. Rodrigues, 2018).

Neste sentido, neste capítulo abordam-se alguns tipos de macro modelação de paredes, com foco na metodologia da dupla biela equivalente, os estudos mais relevantes que permitiram a evolução da modelação de paredes através da dupla biela equivalente e é também realizada uma breve comparação entre a modelação habitualmente adotada para edifícios de estrutura de betão armado, com paredes de alvenaria de tijolo e a modelação deste tipo de edifícios com recurso à dupla biela equivalente, para a simulação das características e interações provocadas pelas paredes na estrutura.

##### 3.1.1 Macro modelos de painéis de alvenaria de tijolo

Os macro modelos de painéis de alvenaria de tijolo são bastante úteis, sendo possível realizar uma análise dos efeitos globais, como, a título de exemplo se apresenta na Figura 3.1, uma vez que simulam a rigidez conferida pelas paredes e por outro lado, simulam a concentração de esforços na estrutura, devido à interação entre esta e as paredes, na ocorrência de um sismo intenso.

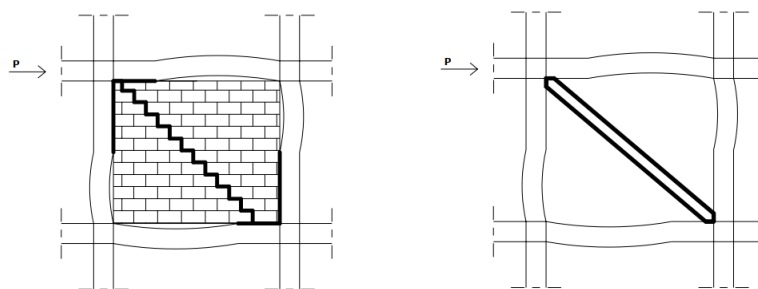


Figura 3.1 – Comportamento do pano de parede e a biela equivalente (H. Rodrigues, 2005).

Em seguida apresentam-se alguns macro modelos, onde se destaca o modelo da dupla biela equivalente:

1. Modelo de dupla biela diagonal equivalente (o mais utilizado): a evolução deste modelo partiu de um primeiro método da biela equivalente, abordado e discutido, inicialmente por Polyakov em 1960, tratando-se de um modelo mais simples visado numa obra do início de 1950. Mais tarde, este modelo também foi abordado por Stafford Smith (1962, 1966 e 1969), por Mainstone (em 1971) e por Klinger e Bertero (nos anos 1976 e 1978). Aqui apenas se encontram citados os autores que deram os contributos principais para a evolução deste modelo, ajudando a

compreender e a prever o comportamento dos painéis de alvenaria. Para a evolução desta modelação também houve contributos de outros autores (Al-Chaar, 2002). Pretende-se simular, de um modo simplificado, o comportamento conjunto pórtico-alvenaria, com o contributo dos painéis de alvenaria na resposta global da estrutura, através de duas barras diagonais, que deverão possuir características mecânicas e geométricas, que se aproximem o máximo possível da realidade (H. Rodrigues, 2005);

2. Modelo de secções homogeneizadas dos pórticos (com ligadores que asseguram a ligação monolítica do conjunto painel-pórtico), apresentado por Liaw em 1997 (H. Rodrigues, 2005);
3. Modelo com recurso à teoria da plasticidade, com fim à obtenção da carga de colapso dos pórticos com a alvenaria de enchimento, apresentado por Liaw em 1983 e mais tarde, numa versão mais evoluída por Wood em 1978 (H. Rodrigues, 2005);
4. Modelo com recurso a coeficientes de comportamento, obtidos através do estudo do comportamento de edifícios aquando sujeitos a ações sísmicas, apresentado por Duarte e por Campos Costa em 1998 (H. Rodrigues, 2005).

### 3.1.2 Biela Diagonal Equivalente (Mainstone)

Em 1960, Polyakov, um dos primeiros autores a estudar o efeito de uma parede de alvenaria no comportamento de um pórtico sujeito a uma força horizontal, conclui que este apresenta um comportamento monolítico, formado apenas por um elemento resistente, isto até ao surgimento das primeiras fendas na ligação entre o pórtico e a parede de alvenaria. O presente fenómeno aumenta o confinamento das alvenarias e os esforços de compressão são distribuídos em toda a extensão da diagonal entre os dois cantos comprimidos da parede, o que leva a que a parede se comporte como uma biela diagonal (D. Rodrigues, 2018).

Em 1969, Smith e Carter, verificaram através de ensaios experimentais em pórticos preenchidos por paredes de alvenaria sujeitos a uma carga horizontal no topo, que a rigidez diagonal e a resistência das alvenarias dependem das suas dimensões, propriedades e do comprimento de contacto com o pórtico (3.3). Através da análise dos resultados concluíram que o comportamento da parede se relacionava com a rigidez dos pilares, verificou-se também que variações na rigidez das vigas têm pouca influência no comportamento global da parede, uma vez que o comprimento ( $\alpha$ ) era sempre metade do vão da viga, aproximadamente.

Na expressão (3.1), para painéis retangulares, os autores, Smith e Carter, mostram que o comprimento de contato da parede com os pilares ( $\alpha$ ) depende da rigidez relativa da parede, em relação ao pórtico, onde a distância entre eixos das vigas do pórtico é dada por (H) e o parâmetro adimensional ( $\lambda$ ) é dado por (D. Rodrigues, 2018):

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_{pa} \cdot e \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}} \quad (3.1)$$

Onde,

$E_{pa}$  - módulo de elasticidade do painel de alvenaria;

$e$  - espessura do painel;

$\theta$  - ângulo formado entre a diagonal da parede e a horizontal, conseguindo-se obter através da expressão:

$$\theta = \arctg\left(\frac{h}{l}\right) \quad (3.2)$$

$E_p$  - módulo de elasticidade dos pilares;

$I_p$  - momento de inércia dos pilares;

$h$  - altura da parede;

d - comprimento da diagonal de compressão/biela equivalente, obtido através da expressão:

$$d = \sqrt{l^2 + h^2} \quad (3.3)$$

### Conclusões relevantes

#### Smith e Carter

Relação estabelecida por Smith e Carter:

$$\frac{\alpha}{H} = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda \cdot H} \quad (3.4)$$

Outra conclusão a que estes autores chegaram é que a largura efetiva da biela diagonal equivalente é influenciada pelos seguintes aspetos (D. Rodrigues, 2018):

- a proporção entre o comprimento e a altura da parede;
- a rigidez à flexão relativa entre os pilares e parede;
- a carga efetiva na biela diagonal;
- a relação tensão-extensão da alvenaria.

#### Mainstone

Em 1971, Mainstone apoiou-se no trabalho desenvolvido por Smith e Carter e conseguiu estabelecer as seguintes relações para obter a largura efetiva da escora para paredes de alvenaria (D. Rodrigues, 2018):

$$\begin{cases} w = 0,175(\lambda H)^{-0.4} d, & \lambda H < 5 \\ w = 0,16(\lambda H)^{-0.3} d, & \lambda H > 5 \end{cases} \quad (3.5)$$

### 3.1.3 Biela Diagonal Equivalente Excêntrica (Al-Chaar)

Em 2002, Al-Chaar, apresentou um trabalho, baseado nos modelos anteriormente referidos, com o objetivo de fornecer diretrizes e avaliar a resistência e a rigidez à flexão de paredes de alvenaria não armada em pórticos de betão armado, sujeitas a ações horizontais no plano da parede e num outro caso aplicadas perpendicularmente ao painel de alvenaria. Destaca-se ainda que este método tem em conta a excentricidade e além disso, como a maior parte dos esforços da parede são transmitidos para os pilares adjacentes à parede do pórtico, recomenda que a ligação da escora deve ser direta aos pilares como apresentado na Figura 3.2. Na Figura 3.2 (a) é possível observar o modelo da escora excêntrica com a afetação ao comprimento do pilar e na Figura 3.2 (b) é possível observar o modelo da escora excêntrica com a afetação ao comprimento da viga.

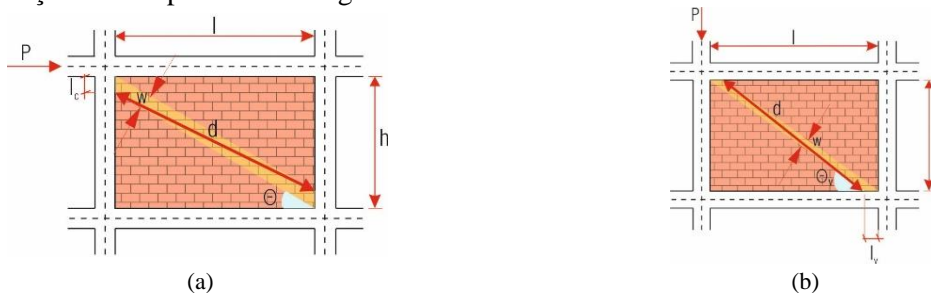


Figura 3.2 – Modelo da escora excêntrica:(a) comprimento  $l_c$ ;(b) comprimento  $l_v$  [adap. (Al-Chaar, 2002)].

De modo a que seja possível reproduzir o efeito dos painéis de enchimento, com recurso a escoras com uma dada excentricidade, na formação de rótulas plásticas, nos pilares e nas vigas, respetivamente, na Tabela 3.1 encontram-se as expressões para obter os comprimentos ( $l_c$ ) e ( $l_v$ ) e os ângulos formados entre a diagonal da parede e a horizontal para o caso da Figura 3.2(a) e para o caso da Figura 3.2 (b), respetivamente, ( $\theta_c$ ) e ( $\theta_v$ ),

Tabela 3.1 – Valores recomendados para o fator de redução ( $R_2$ ), segundo a classificação de danos atribuída (Al-Chaar, 2002).

A distância ( $l_c$ ), indicada na Figura 3.2 (a) é calculada através das seguintes expressões:

Caso o carregamento seja na vertical, indicada na Figura 3.2 (b) o comprimento ( $l_v$ ) é calculado através das seguintes expressões:

$l_c = \frac{w}{\cos(\theta_c)}$ $\theta_c = \arctg\left(\frac{h - \frac{w}{\cos(\theta_c)}}{l}\right)$	$l_v = \frac{w}{\cos(\theta_v)}$ $\theta_v = \arctg\left(\frac{h}{l - \frac{w}{\sin(\theta_v)}}\right)$
---	---

Al-Chaar refere que a falta de confinamento que a escora excêntrica do modelo provoca nos cantos do pórtico, comparada com o efeito real da alvenaria, traduz-se num modelo mais flexível do que o pórtico real. Assim, este sugere que se considerem troços rígidos, nos elementos estruturais como pilares e vigas destas zonas, como assinalado na Figura 3.3.

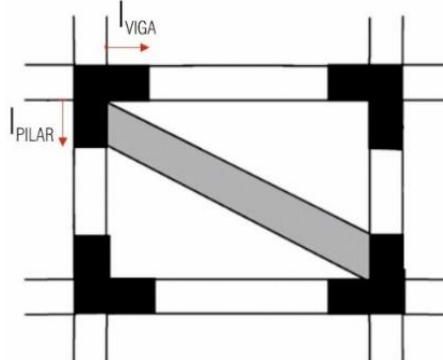


Figura 3.3 – Representação dos troços rígidos [adap.(Al-Chaar, 2002)].

### 3.1.4 Modelo de Três Escoras (El-Dakhakhni)

Em 2003, El-Dakhakhni propôs um modelo para a simulação do efeito das paredes de alvenaria no preenchimento de pórticos metálicos, que apresentam uma rotura por esmagamento dos cantos comprimidos. Neste modelo, são utilizadas três bielas em cada diagonal, simulando a absorção de esforços para e pelos elementos do pórtico, como se apresenta na Figura 3.4. O desenvolvimento deste modelo reparte-se em duas partes, uma primeira associada ao modelo geométrico da estrutura e outra associada ao modelo do material da alvenaria.

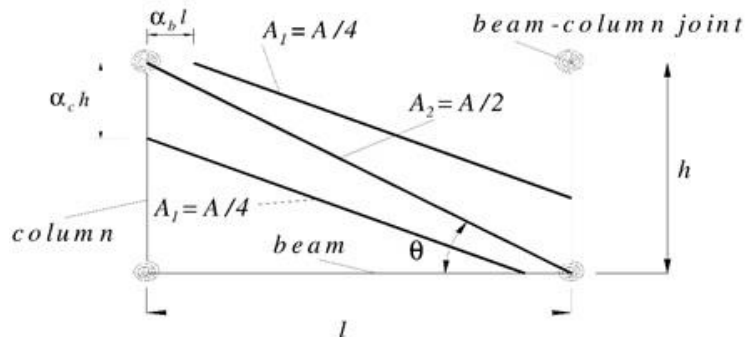


Figura 3.4 – CMISF (Concrete Masonry – Infilled Steel Frames) - Modelo proposto por El Dakhakhni com 3 escoras (El-Dakhakhni et al., 2004).

## 3.2 Modelo da dupla biela equivalente

O método sugerido por Polyakov, de uma biela diagonal equivalente, é simples e representa a influência do painel de alvenaria a nível global, mas não consegue simular os efeitos locais resultantes da interação entre as paredes e a estrutura, pelo que os momentos de flexão e as forças de corte, bem como a posição das rótulas poderão não ser realistas (Carvalho, 2009). Por esses motivos o modelo de uma única biela equivalente evoluiu para um modelo de bielas equivalentes nas duas direções (Carvalho, 2009). Neste tipo de modelação, pretende-se simular, de um modo simplificado, o comportamento do conjunto pórtico-alvenaria, com o contributo dos painéis de alvenaria na resposta global da estrutura, através de duas barras diagonais, que deverão possuir características mecânicas e geométricas, como se apresenta na Figura 3.5(c), que se aproximem o máximo possível da realidade.

Além disso, na análise devem ser tidas em conta, as paredes de preenchimento de pórticos que contribuam significativamente para a rigidez lateral da estrutura.

Na Figura 3.5 (a) apresenta-se o modelo, segundo Mainstone, com a representação da largura e comprimento da biela equivalente.

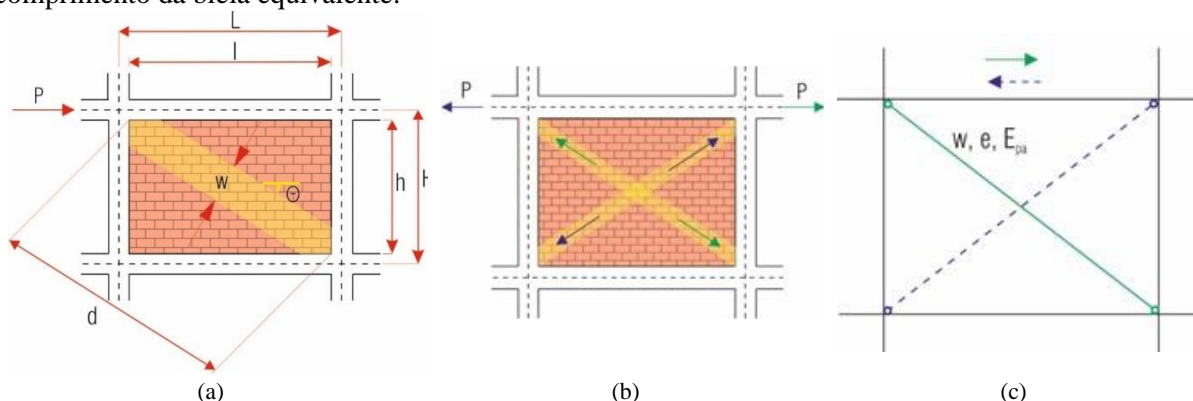


Figura 3.5 – Representação da dupla biela equivalente: (a) Largura e comprimento da biela equivalente segundo Mainstone (D. Rodrigues, 2018); (b) representação dos esforços de compressão; (c) representação do macro modelo [adap. (Estêvão, 2012)].

Porém, como mencionado anteriormente, a maior parte dos esforços da parede são transmitidos para os pilares adjacentes à parede do pórtico pelo que a escora deve ser ligada diretamente aos pilares (Al-Chaar, 2002), tal como se pode verificar na Figura 3.5 (b) e (c), a representação do esquema de uma parede totalmente preenchida onde as escoras se encontram assinaladas a amarelo e os esforços de compressão estão assinalados a verde e a azul, consoante o sentido da ação sísmica (representada pela letra P na Figura 3.5).

Em seguida, na Figura 3.6 (a), encontra-se a representação da modelação de uma parede de alvenaria de tijolo totalmente preenchida, com a simulação de efeitos globais desta estrutura. Na Figura 3.6 (b) encontra-se a representação da modelação das bielas para a consideração de efeitos locais provocados pelas paredes de alvenaria de tijolo na estrutura durante a ocorrência de um sismo.

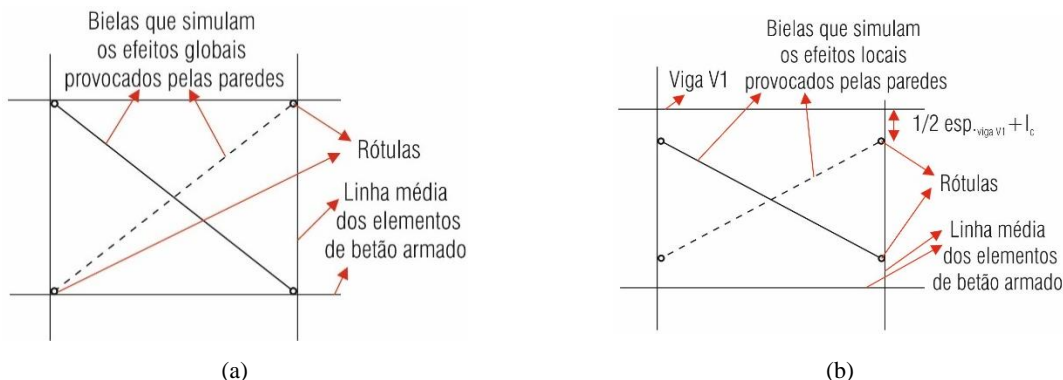


Figura 3.6 – Representação da modelação da dupla biela equivalente para a contabilização dos efeitos: (a) globais; (b) locais. [adap. (Estêvão, 2012)].

### 3.2.1 Evolução da modelação da dupla biela equivalente

Na Figura 3.7 apresenta-se a evolução do Modelo da Dupla Biela Equivalente de um modo resumido.

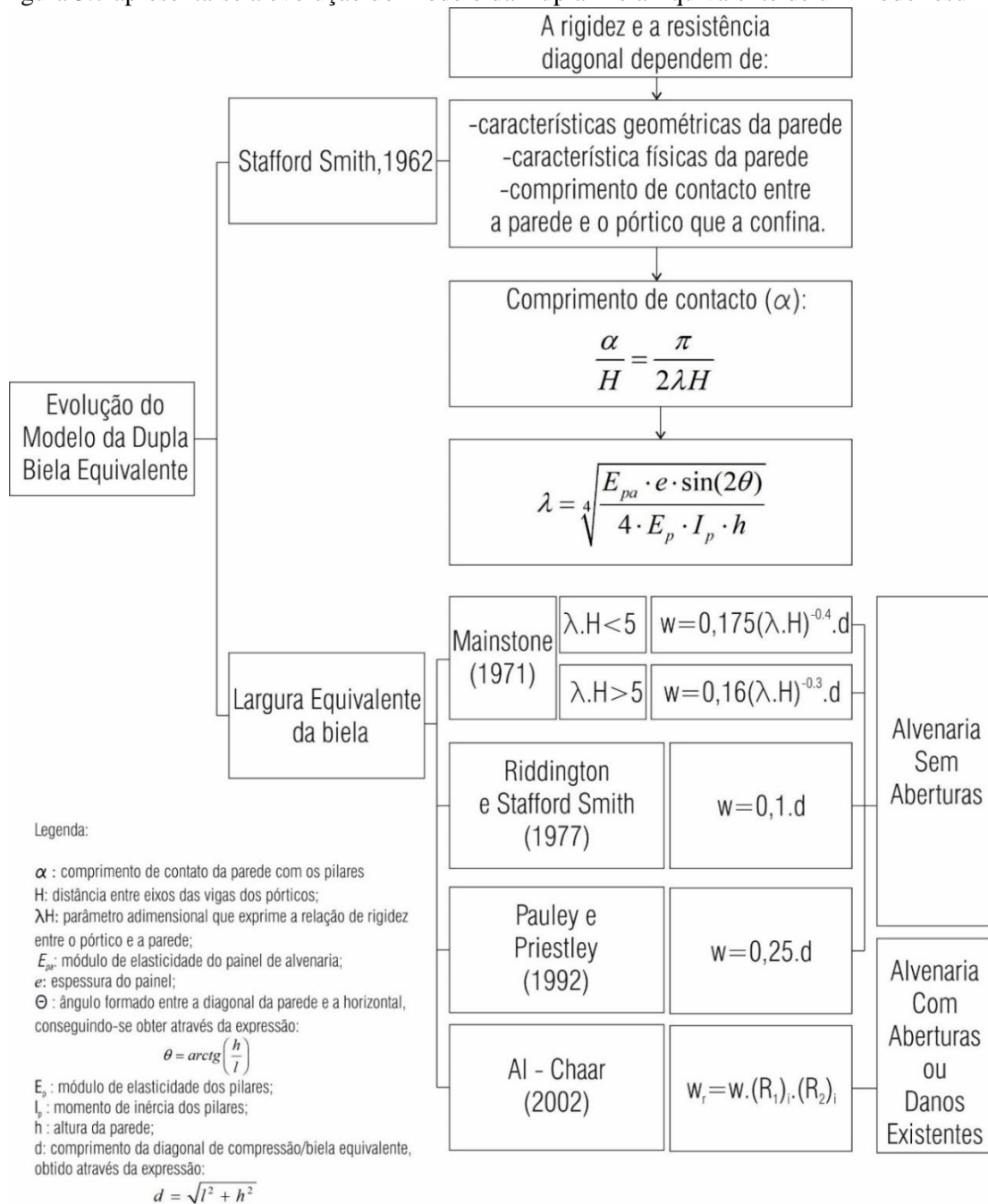


Figura 3.7 – Evolução do Modelo de Dupla Biela Equivalente

Note-se que a largura da biela reduzida ( $w_r$ ), nas alvenarias com aberturas ou danos existentes deverá ser afetada por um fator de redução ( $R_1$ ) e por um fator que tem em consideração a existência de danos na alvenaria ( $R_2$ ). Estes fatores são apresentados na expressão (3.6) e na Tabela 3.2, respetivamente.

$$(R_1)_i = 0,6 \left( \frac{A_{abertura}}{A_{painel}} \right)^2 - 1,6 \left( \frac{A_{abertura}}{A_{painel}} \right) + 1 \quad (3.6)$$

Onde,

$A_{abertura}$  - área da abertura do painel [ $m^2$ ]

$A_{painel}$  - área do painel de alvenaria de enchimento [ $m^2$ ]

Na avaliação visual dos painéis de alvenaria é possível constatar três situações possíveis:

- painel sem danos, ver Figura 3.8 (a);
- painel com danos moderados, ver Figura 3.8 (b);
- painel com danos severos, ver Figura 3.8 (c).

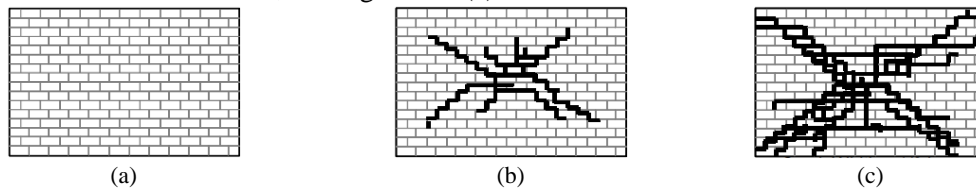


Figura 3.8 – Classificação visual de danos no painel de alvenaria: (a) sem danos; (b) com danos moderados; (c) com danos severos (Al-Chaar, 2002).

Em caso de dúvida sobre os danos no painel deverá considerar-se com danos severos (Al-Chaar, 2002). Quando os painéis não apresentam danos, o fator de redução  $(R_2)_i$  toma o valor de 1. Note-se que quando o rácio de esbelteza do painel  $(h/t)$  é superior a 21, o  $(R_2)$  não está definido e nesse caso, requer reparação, como indicado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Valores recomendados para o fator de redução  $(R_2)$ , segundo a classificação de danos atribuída (Al-Chaar, 2002)

$h/t$	$(R_2)_i$	
	Moderado	Severo
$\leq 21$	0.7	0.4
$> 21$	É necessário proceder à reparação da parede de alvenaria.	

Em seguida, na Figura 3.9, apresentam-se os vários casos de painéis de alvenaria. No primeiro caso existe um preenchimento total da alvenaria, Figura 3.9 (a), no segundo caso a alvenaria existe até uma altura  $h_1$ , Figura 3.9 (b), e no último caso existe uma abertura na alvenaria, Figura 3.9 (c). Como apresentado na Figura 3.7, a largura das bielas  $(w)$  é afetada por danos existentes nas paredes e/ou aberturas nas paredes, pelo que, ao ser verificado um ou ambos os casos, a largura da biela será reduzida  $(w_r)$ .

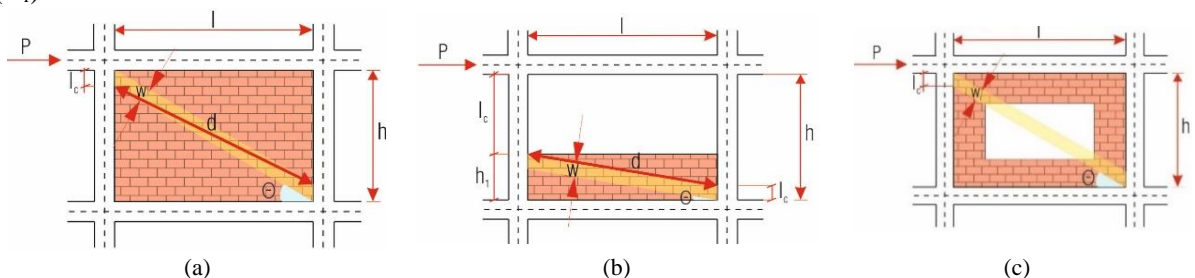


Figura 3.9 – Casos no painel de alvenaria: (a) com preenchimento total; (b) com preenchimento até uma altura  $h$ ; (c) com uma abertura (Al-Chaar, 2002).

No entanto, a redução da largura da biela, em situações onde existem aberturas nos painéis, nem sempre permite simular adequadamente a distribuição de tensões que irá ocorrer. Tratando-se apenas de uma simplificação que capta o efeito das alvenarias de enchimento na resposta global da estrutura. Os efeitos mais localizados poderão ser simulados com a adoção de bielas adequadas como se encontra representado na Figura 3.10 (Al-Chaar, 2002).

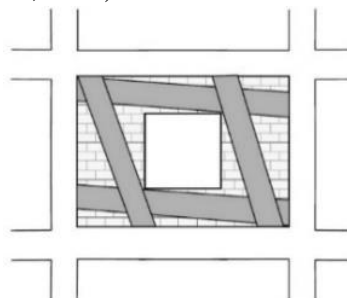


Figura 3.10 – Possível localização das bielas quando existem aberturas no painel de enchimento (Al-Chaar, 2002)



### 3.2.2 Procedimentos analíticos e gráficos para obtenção do comprimento ( $l_c$ )

Um dos possíveis procedimentos para a realização da modelação passa pelos seguintes passos:

1. Cálculo das inércias dos pilares adjacentes ao pórtico em questão. Caso os pilares tenham diferentes seções o valor da inércia ( $I_p$ ) pode ser obtido através do cálculo da média das inércias dos pilares adjacentes ao pórtico;
2. Cálculo do valor do ângulo ( $\theta$ ) formado entre a biela e a horizontal;
3. Cálculo do parâmetro dimensional ( $\lambda$ );
4. Cálculo da largura da biela ( $w$ ) e/ou avaliação dos fatores ( $R_1$ )<sub>i</sub> e ( $R_2$ )<sub>i</sub> e cálculo da largura reduzida da biela ( $w_r$ ), caso necessário<sup>24</sup>;
5. Representação gráfica das bielas, seguindo as fases abaixo explícitas, explícitas na Figura 3.11, na Figura 3.12 e na Figura 3.13.

Notas sobre hipóteses simplificativas adotadas neste trabalho:

- Para a espessura ( $e$ ) do painel apenas se deverá ter em consideração a espessura dos tijolos utilizados, uma vez que a resistência, maioritariamente, é proveniente desse material;
- No caso em que os panos de parede sejam constituídos por tijolos de espessuras diferentes o valor do módulo de elasticidade ( $E_{pa}$ ) poderá ser um valor ponderado, tal como o valor do módulo de distorção ( $G$ ).

Na Figura 3.11 encontram-se as linhas retas que representam uma das duas bielas, com a largura calculada ( $w$  ou  $w_r$ ).

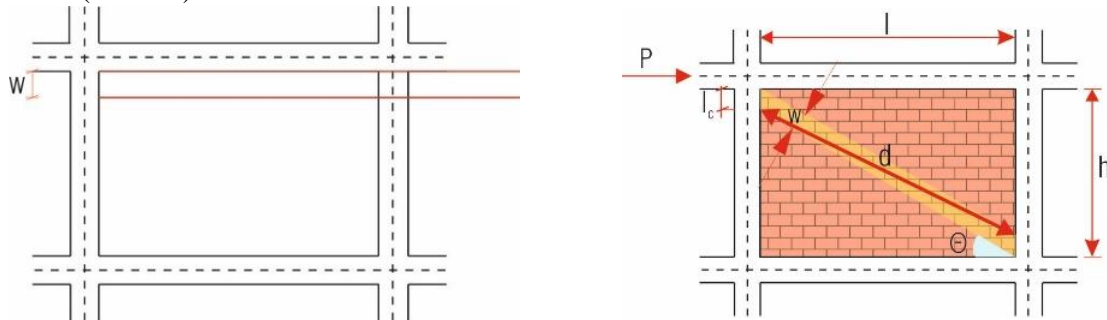


Figura 3.11 – Representação da largura  $w$ , para o caso do painel totalmente preenchido

Sendo ( $d$ ) a distância assinalada na Figura 3.11 realizou-se a rotação das duas linhas retas até à linha inferior intersectar o vértice do canto inferior do pórtico, com auxílio de uma circunferência de diâmetro  $2d$ :

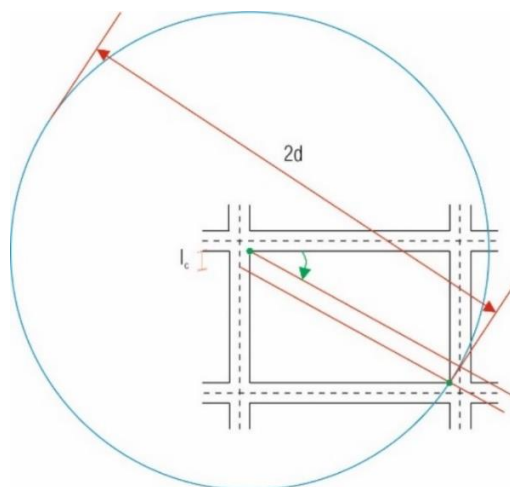


Figura 3.12 – Rotação das linhas retas em torno do ponto superior assinalado a verde

<sup>24</sup> Situação com aberturas e/ou danos existentes, podendo-se utilizar a expressão (3.6) e consultar a Tabela 3.2.



Na Figura 3.13 encontra-se, geometricamente definido, o comprimento  $l_c$ :

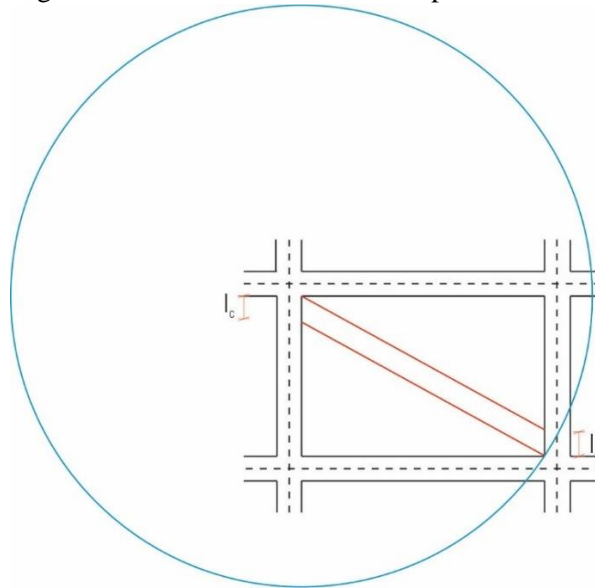


Figura 3.13 – Procedimentos para a obtenção do  $l_c$

Após a determinação da largura ( $w$ ) ou ( $w_r$ ), é possível determinar a área da escora (ou biela de compressão), onde ( $w$ ) é a largura da biela (reduzida no caso de existir uma abertura ou danos no painel) e ( $t$ ) é a espessura da parede, através da expressão:

$$A_c = w \times t \quad (3.7)$$

### 3.2.3 Limitações da metodologia

Este método apresenta as limitações descritas em seguida:

- apenas tem sido aplicado em painéis de alvenaria, em todo o seu contorno (Rodrigues, 2005);
- não considera o comprimento de contacto do painel de alvenaria com os elementos que o confinam (o que incrementa os esforços nos pilares e vigas, conduzindo à rotura prematura dos pilares, situação que poderá não se verificar na realidade) (Rodrigues, 2005);
- não considera o modo de rotura do painel, o que modifica a distribuição de esforços no pórtico (Rodrigues, 2005);
- fundamentado no princípio de que a contribuição da rigidez da parede se dá unicamente através da rigidez axial da biela, o que não é real (Rodrigues, 2005);
- existem vários valores para a largura da biela consoante cada tipo de alvenaria, sendo que neste trabalho apenas se aborda a alvenaria de tijolo.

## 3.3 Comparação entre modelações

Na presente secção é realizada a comparação entre a modelação tradicional da estrutura de betão armado de um edifício e a modelação considerando as interações da parede com a estrutura de betão armado e a rigidez das paredes de alvenaria (dupla biela equivalente).

A modelação tradicional das estruturas de betão armado não considera a resistência das paredes de alvenaria, contabilizando apenas o peso próprio das mesmas. Em consequência, a estrutura de betão armado, arrisca-se a ser dimensionada de modo insuficiente, o que pode levar, no pior dos casos, ao colapso da estrutura.

A modelação da dupla biela equivalente simula a existência das paredes e, por sua vez é um pouco mais morosa que a modelação usual de edifícios de estrutura de betão armado, uma vez que requer mais cálculos e desenhos auxiliares para a concretização da mesma.

Na Figura 3.14 apresentam-se as vantagens e desvantagens relativas às modelações das paredes de alvenaria tradicionais de tijolo<sup>25</sup>. Note-se que estas paredes estão em contacto íntimo com a estrutura, em toda a sua periferia, exceto na face superior, entre a parede e a viga/laje. Assim, quando uma estrutura de betão armado, com paredes de tijolo, é submetida a um sismo, as paredes conferem um aumento de rigidez à estrutura, que provoca um aumento da sua frequência fundamental e, conseqüentemente, origina períodos diferentes, que correspondem a acelerações diferentes das que seriam obtidas para a mesma estrutura sem alvenaria de tijolo.

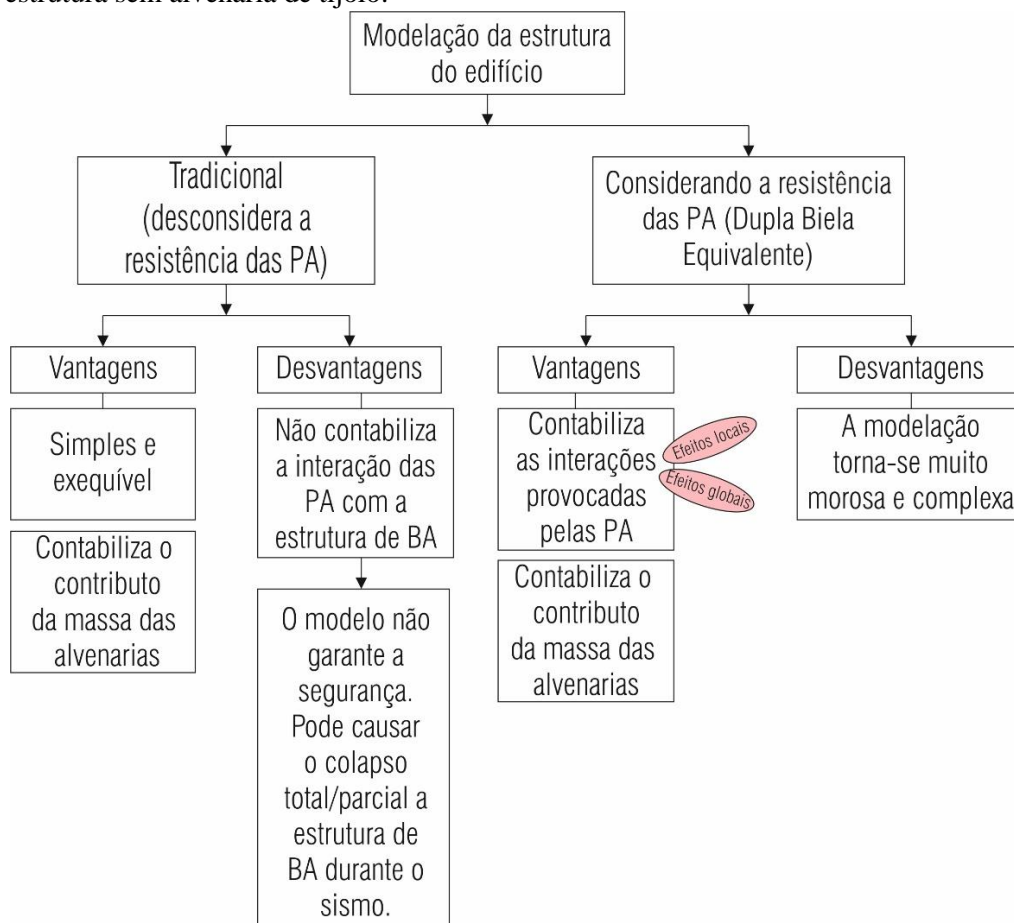


Figura 3.14 – Comparação entre modelações

### 3.4 Hipóteses admitidas em projeto

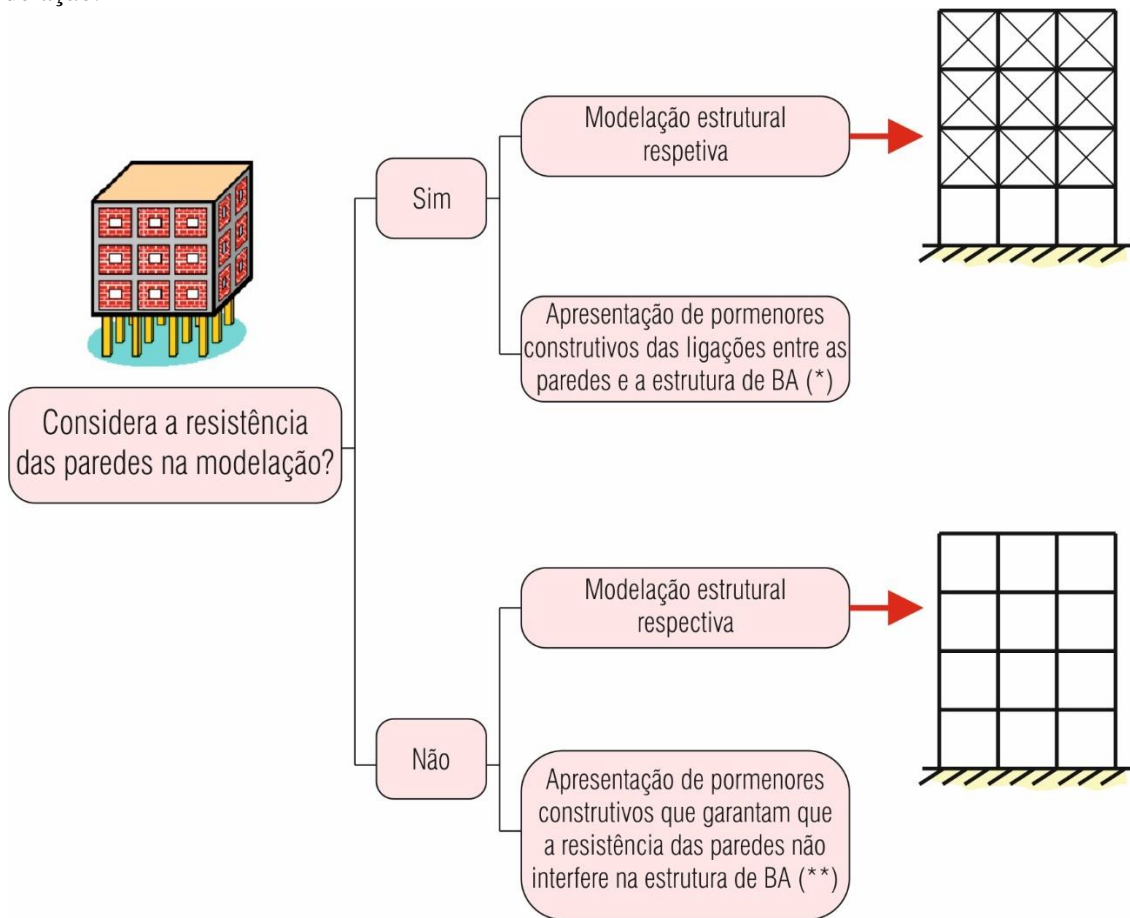
Com o evoluir da dissertação realizada, tudo aponta a que seja necessário proceder à escolha da metodologia de modelação, em conformidade com as considerações feitas inicialmente. Além disso, demonstra-se igualmente importante a representação de pormenores construtivos consoante as hipóteses admitidas.

Geralmente, os detalhes construtivos relativos às paredes, são omissos nos projetos, porém o modo como é executada é muito influenciado pela metodologia de construção adotada, pela qualidade da mão-de-obra que a realiza, entre outros fatores. A pormenorização das alvenarias realizada nos projetos de execução dos edifícios de betão armado<sup>26</sup> é, fundamentalmente, relativa à salubridade e à comodidade das construções, não estando direcionada para os problemas de comportamento sísmico, o que se revela uma insuficiência de projeto.

<sup>25</sup> PA - paredes de alvenaria.

<sup>26</sup> BA – betão armado.

Na Figura 3.15 apresentam-se as considerações que deverão ser tidas em consideração, previamente à modelação.



Nas notas (\*) e (\*\*) devem-se incluir os pormenores construtivos destinados a garantir que as paredes periféricas não tombem para fora do edifício durante a ação sísmica.

Figura 3.15 – Considerações realizadas previamente à modelação

### 3.5 Considerações Finais

Na modelação de edifícios de estrutura de betão armado com painéis de alvenaria de enchimento, usualmente, as paredes de alvenaria de enchimento não são caracterizadas com as respetivas características mecânicas, designadamente a sua resistência.

No entanto, as tipologias de patologias descritas na seção 2.4 são, na sua grande maioria, consequência da interferência da resistência das paredes em estruturas que foram dimensionadas sem considerar a resistência oferecida por essas paredes e os efeitos inerentes a essas interferências.

Assim, o projetista de estruturas deve decidir à partida se considera ou não a resistência das paredes no dimensionamento da estrutura:

- a) Se considerar a resistência das paredes no dimensionamento da estrutura, deve integrar essa contribuição no modelo de cálculo do edifício, podendo utilizar uma das metodologias já referidas. Além disso, também deve definir a pormenorização das ligações entre as paredes e a estrutura de betão armado;
- b) Se considerar que a resistência das paredes não deve participar no dimensionamento da estrutura, então o modelo de cálculo do edifício será realizado pelo modo tradicional. Contudo, neste caso, o projetista deve definir a pormenorização que garante que a resistência das paredes

não irá interferir com a estrutura de betão armado. Como essa pormenorização raramente é apresentada, os construtores continuam a executar as paredes como sempre executaram, com ligação íntima à estrutura, o que tem conduzido à repetição, desde há dezenas de anos, das referidas interações, dos consequentes colapsos;

Para resolver esta situação importa que os projetistas tenham à sua disposição tipologias de soluções, testadas e validadas, que garantam que a resistência das paredes não irá interferir com a estrutura de betão armado.

Para ambas as alíneas (a) e (b) a pormenorização a apresentar também deverá garantir que as paredes periféricas, durante a ação sísmica, não perdem apoio e não tombam para fora do edifício

## **4 ANÁLISE DO EFEITO DE PAREDES DE ENCHIMENTO EM PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO**

### **4.1 Considerações iniciais**

Pelo processo construtivo de paredes de alvenaria, em edifícios de betão armado, adotado em Portugal, os painéis de alvenaria estão em contacto direto com a estrutura de betão armado, tanto ao nível dos pilares (principais elementos afetados) como ao nível da(s) viga(s) e/ou laje(s), o que permite, na ocorrência de um sismo, que as paredes interfiram no comportamento estrutural do edifício. Geralmente, nem estas interferências são consideradas na modelação estrutural, nem são adotadas disposições construtivas suficientes para garantir a estabilidade das paredes na ocorrência de um sismo. Assumindo o processo construtivo usual, torna-se necessário proceder a uma modelação que tenha em consideração estas interferências de modo a que se garanta a segurança de vidas e bens.

Assim, neste capítulo, primeiramente, é realizado um enquadramento da regulamentação e das formulações mais relevantes, relativas às paredes de alvenaria, segundo o Eurocódigo 8, e posteriormente, para uma melhor compreensão dos impactos associados à modelação de paredes com recurso à dupla biela equivalente, tanto para efeitos locais como globais, é realizada numa primeira etapa a análise linear plana de alguns modelos de teste.

### **4.2 Aspetos relevantes do EC8**

Nesta seção abordam-se e comentam-se os aspetos fundamentais do EC8, relacionados com a presença de paredes de alvenaria e alguns aspetos relativos às regularidades estruturais.

Um aspeto importante nas considerações da seção 1 do EC8 é a presunção de que não haverá alterações que provoquem o aumento da resistência da estrutura, nem alterações da estrutura durante a fase de construção ou durante o seu período de vida, a não ser que sejam corretamente justificadas e verificadas, isto devido à natureza específica da resposta sísmica.

Na secção 4 do EC8, recomenda-se a verificação da segurança aos elementos não estruturais, que possam em caso de colapso, pôr em risco a vida das pessoas ou afetar a estrutura principal do edifício, ou as instalações de serviços vitais, tais como as paredes de alvenaria de enchimento, que no pior dos casos pode levar ao colapso da estrutura tal como demonstrado em exemplos de casos reais no capítulo 2. Nesta verificação também deverão ser englobados os apoios dos elementos não estruturais que têm de resistir à ação sísmica de cálculo.

Refere, também, que as paredes de enchimento que têm um maior contributo para a rigidez e resistência laterais do edifício devem ser tidas em consideração.

Assim, o projetista terá de decidir quando é que uma parede de enchimento irá interferir com maior expressão (Estêvão, 2012). Todavia não existe uma fronteira bem definida de quando será relevante ter em consideração os painéis de alvenaria na análise estrutural (Estêvão, 2012).

Menciona que deverão ser tomadas medidas adicionais em estruturas porticadas com enchimento de alvenaria, tendo em consideração o aspeto referido anteriormente relativo à secção 1 do EC8. Porém, se os painéis estruturais de enchimento de alvenaria fizerem parte do sistema resistente aos sismos, a análise e o dimensionamento deverão ser efetuados de acordo com os critérios e as regras indicados na secção 9 do EC8 para as alvenarias confinadas.

Também deverá evitar-se a adoção de disposições em planta muito irregulares<sup>27</sup>, assimétricas ou não uniformes, considerando as aberturas e as furações em painéis de alvenaria. No entanto, no caso de grandes irregularidades em planta, devido à adoção de disposições assimétricas das alvenarias de

---

<sup>27</sup> Por exemplo, enchimentos localizados principalmente em duas faces consecutivas do edifício.

enchimento, deverão utilizar-se modelos espaciais na análise da estrutura, devendo ser contemplados os enchimentos, exceto os que tiverem aberturas significativas e além disso deverá ser realizada uma análise de sensibilidade da posição e das propriedades dos enchimentos.

Já no caso dos enchimentos de alvenaria que não estejam distribuídos de forma regular, mas que também não tenham uma irregularidade significativa em planta, essas irregularidades poderão ser consideradas indiretamente, nos modelos, através da consideração de uma excentricidade acidental do centro de massa do piso, correspondente a 10% da dimensão do edifício em planta, o que equivale ao dobro do valor estipulado no EC8 para os edifícios com distribuição regular das paredes (Guerreiro, 2014).

As medidas enunciadas nos três parágrafos anteriores deverão ser aplicadas a sistemas porticados ou a sistemas equivalentes de classe DCH<sup>28</sup> com painéis não estruturais de enchimento de alvenaria, que interatuem com a estrutura e que satisfaçam todas as condições seguintes (como se verifica no processo construtivo usualmente adotado):

- a) são construídos após a descofragem dos pórticos de betão;
- b) estão em contacto com o pórtico (sem juntas de separação), mas sem ligação estrutural a ele (por tirantes, cintas, montantes ou conectores);
- c) são, em princípio, considerados como elementos não estruturais.

Tratando-se de estruturas porticadas com enchimento de alvenaria, respeitando o aspeto referido anteriormente, relativo à seção 1 do EC8, deverão ser consideradas as consequências das irregularidades em planta e em altura, introduzidas pelos painéis de enchimento, tal como as incertezas devidas ao comportamento dos enchimentos<sup>29</sup>. Do mesmo modo devem ser tidos em conta eventuais efeitos locais, desfavoráveis<sup>30</sup>, entre a estrutura e os painéis, devidos à interação entre os elementos estruturais e não estruturais, por isso deverão ser adotadas medidas (como por exemplo algumas das medidas apresentadas na seção 2.5) que evitem esses efeitos negativos. Ao utilizar-se a modelação da dupla biela equivalente é possível ter uma boa aproximação dos eventuais efeitos locais.

Estas considerações podem ser utilizadas em edifícios de DCL<sup>31</sup> e DCM<sup>32</sup>, uma vez que estes critérios de boa prática podem ser vantajosos nas estruturas de betão com enchimentos de alvenaria. Indica que para os painéis de alvenaria, que possam ser vulneráveis a rotura para fora do seu plano, a presença de cintas pode reduzir o risco de queda da alvenaria, porém esta medida não parece ser prática.

No caso das irregularidades em altura serem significativas<sup>33</sup>, devem ser aumentados os esforços sísmicos nos elementos verticais dos respetivos pisos.

No caso em que não se utilize um modelo mais rigoroso, considera-se satisfeito o disposto no parágrafo anterior se os esforços sísmicos forem amplificados por um coeficiente de majoração ( $\eta$ ), que pode ser obtido pela expressão (4.1).

$$\eta = 1 + \frac{\Delta V_{RW}}{\sum \Delta V_{Ed}} \leq q \quad (4.1)$$

Em que,

$\Delta V_{RW}$  - redução total da resistência das paredes de alvenaria no piso considerado, em relação ao piso com mais enchimentos localizado acima dele;

$\sum \Delta V_{Ed}$  - soma dos esforços transversos de origem sísmica atuando em todos os elementos sísmicos primários verticais do piso considerado;

q - coeficiente de comportamento.

---

<sup>28</sup> Classe de ductilidade alta.

<sup>29</sup> Nomeadamente, a variabilidade das suas propriedades mecânicas e das suas condições de ligação à estrutura confinante, a sua eventual modificação durante a utilização do edifício, assim como a variabilidade dos danos sofridos durante o sismo.

<sup>30</sup> Por exemplo, rotura por esforço transversal dos pilares sob a ação do efeito de biela diagonal dos enchimentos.

<sup>31</sup> Classe de ductilidade baixa.

<sup>32</sup> Classe de ductilidade média.

<sup>33</sup> Como por exemplo a redução sensível dos enchimentos num ou mais pisos em relação aos outros pisos.

Caso a expressão (4.1) conduza a um coeficiente de majoração ( $\eta$ ) inferior a 1,1, não é necessária a modificação dos esforços.

Para sistemas porticados ou sistemas equivalentes de betão com painéis não estruturais de enchimento de alvenaria, pertencentes a todas as classes de ductilidade, DCL, DCM ou DCH, exceto nos casos de baixa sismicidade, deverão tomar-se medidas adequadas para evitar a rotura frágil e a desintegração prematura das paredes de enchimento (em particular dos painéis de alvenaria com aberturas ou constituídos por materiais friáveis), assim como o colapso parcial ou total para fora do seu plano dos painéis de alvenaria esbeltos. Deverá prestar-se especial atenção aos painéis de alvenaria com um coeficiente de esbelteza<sup>34</sup> superior a 15.

O EC8 sugere a utilização de medidas para melhorar a integridade e o comportamento, tanto no próprio plano como fora dele, incluem redes electro soldadas ligeiras bem amarradas numa face da parede, cintas nas paredes fixas aos pilares e dispostas nas juntas de assentamento da alvenaria e montantes e cintas de betão ao longo dos painéis e com a espessura total da parede. Se houver grandes aberturas ou furacões em qualquer dos painéis de enchimento, os seus bordos deverão ser cintados por lintéis e montantes (como se realiza nas alvenarias resistentes confinadas).

Na seção 5 do EC8, refere que devido a particular vulnerabilidade das paredes de enchimento dos pisos térreos, uma irregularidade devida a ação dos sismos deverá ser aí prevista, pelo que se deverão adotar disposições adequadas. Na falta de um método mais preciso, a altura total dos pilares do piso térreo deverá ser considerada como zona crítica e, em consequência, ser devidamente confinada.

Menciona que se a altura dos enchimentos for inferior à altura livre dos pilares adjacentes, deverão tomar-se as seguintes medidas:

- a altura total dos pilares é considerada como zona crítica, e deverá ser armada com cintas com a quantidade e a disposição exigidas para as zonas críticas (ver Figura 4.1);

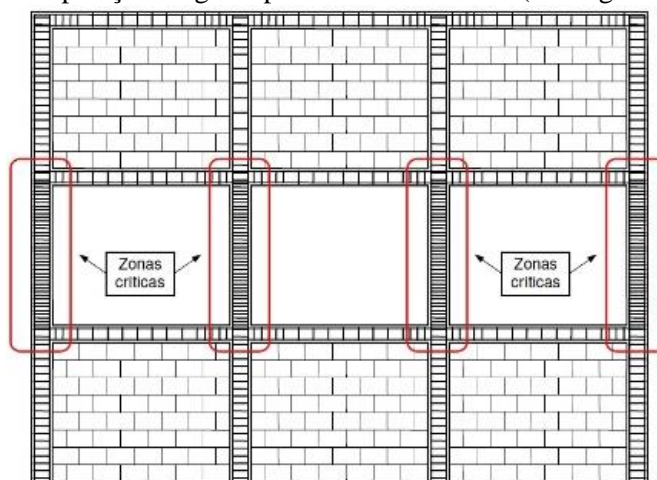


Figura 4.1 – Exemplo de zonas críticas associadas à existência de pisos vazados– Edifícios de ductilidade DCM e DCH (Estêvão, 2012).

- as consequências de uma redução, da razão de corte desses pilares deverá ser devidamente tida em conta. Para esse efeito, deverão aplicar-se as regras relativas ao dimensionamento dos pilares segundo o EC8<sup>35</sup> para o cálculo do esforço transversal atuante, em função da classe de ductilidade. Neste cálculo, a altura livre do pilar ( $l_{ci}$ ) deverá ser considerada igual à extensão do pilar que não está em contacto com os enchimentos e o momento ( $M_{i,d}$ ) na secção do pilar no nível superior da parede de enchimento deverá ser considerado igual a  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$  com  $\gamma_{Rd}=1,1$  para a classe DCM, sendo  $M_{Rc,i}$  o valor de cálculo do momento resistente do pilar;

<sup>34</sup> Relação entre o menor comprimento ou altura e a espessura.

<sup>35</sup> Disposto em 5.4.2.3 e 5.5.2.2 do EC8.

- as armaduras transversais para resistirem a este esforço transversal deverão ser dispostas ao longo da altura do pilar que não está em contacto com os enchimentos e prolongadas de um comprimento ( $h_c$ )<sup>36</sup> na zona do pilar em contacto com os enchimentos (ver Figura 4.2);
- se o comprimento da zona do pilar, que não está em contacto com os enchimentos for inferior a  $1,5h_c$ , o esforço transversal devera ser resistido por armaduras diagonais (ver Figura 4.2).

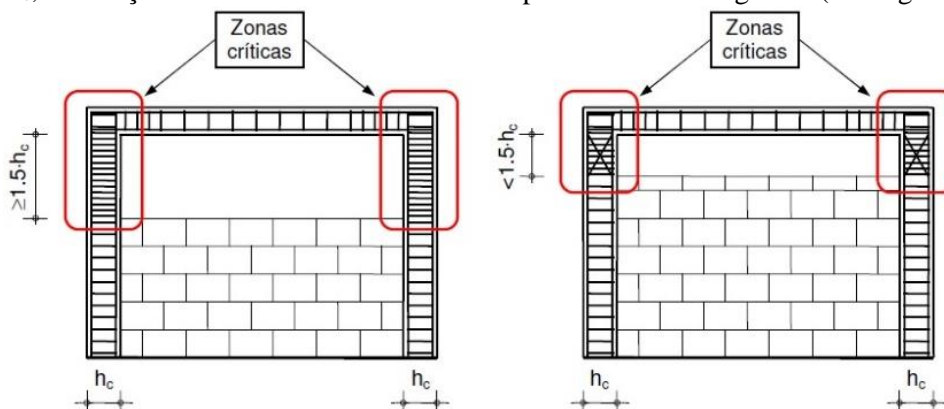


Figura 4.2 – Exemplo de zonas críticas associadas à existência de pilares curtos– Edifícios de ductilidade DCM e DCH (Estêvão, 2012).

Se os enchimentos se prolongam em toda a altura livre dos pilares adjacentes e em que só haja paredes de alvenaria de um lado do pilar (por exemplo, pilares de canto), a altura total do pilar deverá ser considerada como zona crítica, devendo ser armada com a quantidade e com a disposição de cintas exigidas para as zonas críticas, tal como representado na Figura 4.3.

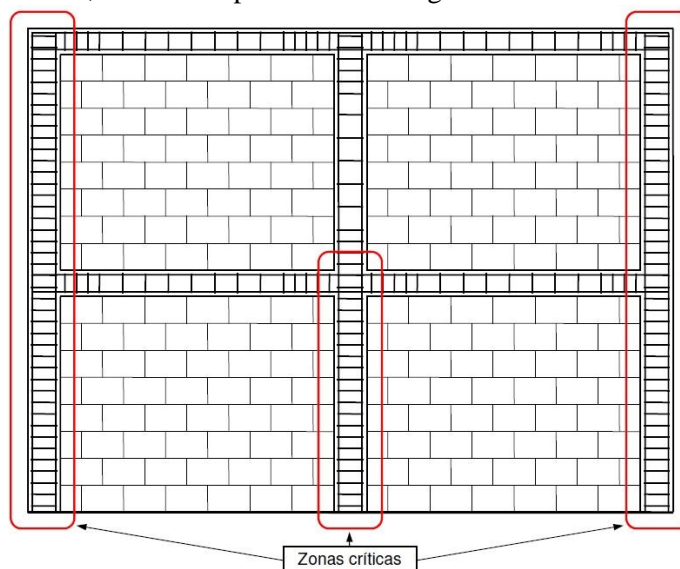


Figura 4.3 – Exemplo de zonas críticas associadas à presença de paredes de alvenaria de enchimento em contacto íntimo com a estrutura de betão armado – Edifícios de ductilidade DCM e DCH (Estêvão, 2012).

O comprimento ( $l_c$ ) dos pilares, no qual se aplica a força da biela diagonal do enchimento para se contemplarem os efeitos locais, deverá ser verificado em relação ao menor dos dois esforços transversos seguintes:

- a) a componente horizontal da força da biela do enchimento, admitida igual à resistência do esforço transversal horizontal do painel, e calculada a partir da resistência do esforço transversal das juntas de assentamento;

<sup>36</sup> Dimensão da secção transversal do pilar no plano do enchimento.



- b) o esforço transversal calculado de acordo com as regras relativas ao dimensionamento dos pilares<sup>37</sup> do EC8, em função da classe de ductilidade, assumindo que a capacidade de sobre resistência à flexão do pilar,  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ , evolui nas duas extremidades do comprimento de contacto ( $l_c$ ). Deverá considerar-se que o comprimento de contacto é igual à largura vertical total da biela diagonal do enchimento. Exceto se for efetuado um cálculo mais preciso desta largura, considerando as propriedades elásticas e a geometria do enchimento e do pilar, poderá assumir-se que a largura da biela é uma fração fixa do comprimento da diagonal do painel.

Apesar do EC8 referir a necessidade de incluir as alvenarias de enchimento na modelação, não refere nenhuma forma de o realizar, nem nos anexos, deixando ao critério do projetista o modo de o executar.

### 4.3 Apresentação de fórmulas empíricas

Na eventualidade de ser necessário calibrar o modelo desenvolvido no capítulo 5, pode-se recorrer à seguinte formulação, referida no EC8.

Para edifícios com altura até 40 metros, um valor aproximado de  $T_1$  [s] pode ser obtido segundo a seguinte expressão:

$$T_1 = C_t \times H^{\frac{3}{4}} \quad (4.2)$$

$T_1$  - Período fundamental;

$C_t$  - Igual a 0,085 no caso de pórticos espaciais metálicas, a 0,075 nos casos de pórticos de betão e de pórticos metálicos com contraventamentos excêntricos, e a 0,050 para todas as outras estruturas;

$H$  - Altura do edifício, em m, desse a fundação ou do nível superior de uma cave rígida;

No caso de estruturas com paredes de contraventamento de betão ou de alvenaria, o valor de  $C_t$  da expressão anterior, poderá ser obtido segundo a seguinte expressão:

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \quad (4.3)$$

Onde  $A_c$ , a área efetiva total das paredes de contraventamento no primeiro piso do edifício, em  $m^2$ , é dada pela seguinte expressão:

$$A_c = \sum \left[ A_i \times \left( 0,2 + \left( \frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right] \quad (4.4)$$

$A_i$ - área efetiva da seção transversal da parede de contraventamento  $i$  na direção considerada no primeiro piso do edifício, em  $m^2$ ;

$H$  - Altura do edifício, em m, desse a fundação ou do nível superior de uma cave rígida

$l_{wi}$ -comprimento da parede de contraventamento  $i$  no primeiro piso, na direção paralela às forças aplicadas em m na condição  $\frac{l_{wi}}{H} < 0,9$ .

### 4.4 Análise plana de modelos teste

Numa fase inicial são testados cinco modelos, simples, para estudar o contributo da rigidez das paredes de alvenaria, onde é realizada uma análise linear plana segundo o plano XZ inspirados no trabalho de (Estêvão & Oliveira, 2014).

Os objetivos principais destes modelos, consistem na consolidação e compreensão da modelação de paredes de alvenaria de enchimento através de macro modelos, com recurso à dupla biela equivalente,

<sup>37</sup> Disposto em 5.4.2.3 e 5.5.2.2 do EC8.

já descrita anteriormente no subcapítulo 3.2, para os vários casos em estudo e realizar a comparação de esforços e frequências mais relevantes.

Para a realização destes modelos recorreu-se ao *software* de cálculo numérico SAP2000 versão 21.02 (*Computers & Structures*, 2019).

#### 4.4.1 Descrição dos modelos e hipóteses assumidas

Em seguida é realizada uma breve descrição dos modelos e são apresentadas as hipóteses assumidas para os casos identificados na Figura 4.4.

##### Descrição geral dos modelos

Foram desenvolvidos os seguintes tipos de modelos, representados na Figura 4.4:

- Um primeiro modelo sem o contributo da rigidez das paredes;
- Um segundo modelo com as paredes de alvenaria totalmente preenchidas e com o contributo da rigidez das paredes;
- Um terceiro modelo sem alvenaria no R/C e com alvenaria nos restantes pisos superiores, onde considera o contributo da rigidez das paredes;
- Um quarto modelo onde o piso do R/C tem alvenaria até uma altura  $h_1$  e os pisos superiores contém alvenaria e a rigidez destas é considerada;
- Um quinto modelo com aberturas em todos os painéis.

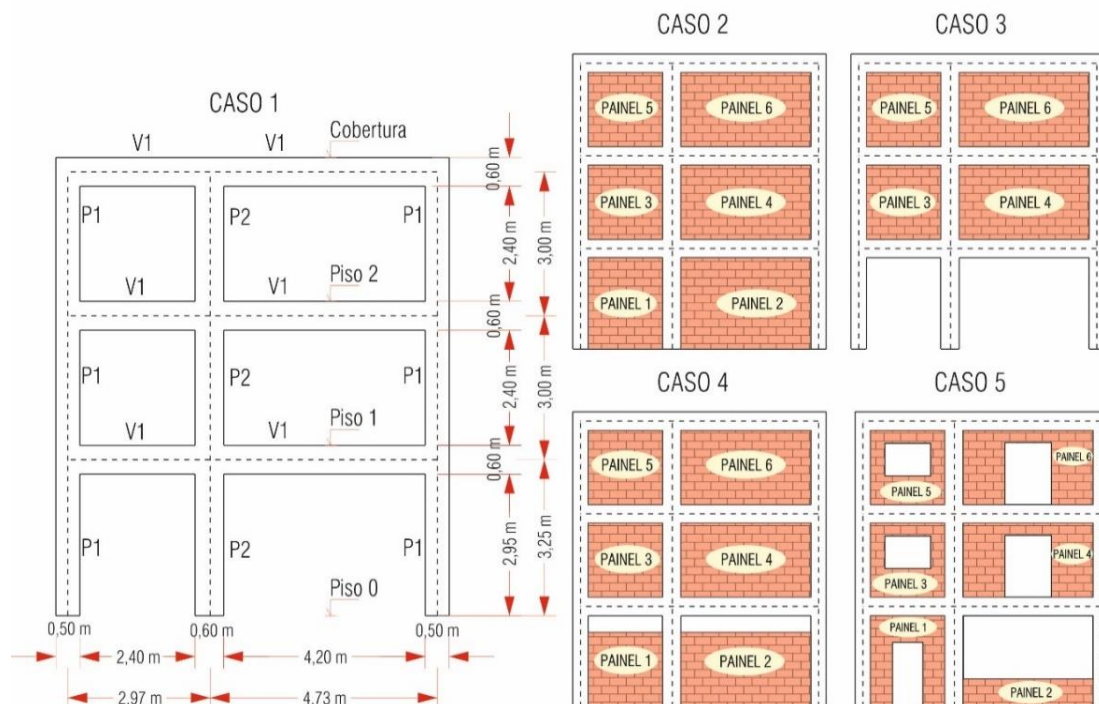


Figura 4.4 - Casos de estudo com pórticos de betão armado e a respetiva numeração dos painéis.

Note-se que na direção perpendicular os pórticos têm um afastamento entre si de 5 m, conseqüentemente o comprimento de influência, admitido, relativamente às cargas é de 2,5 m.

Considerou-se que a localização destes modelos teste é na cidade de Faro, num terreno de classificação tipo C, segundo o EC8. Adotou-se um coeficiente de comportamento igual a 3,9, uma vez que a estrutura tem uma ductilidade DCM.

## Hipóteses admitidas para a realização da modelação

Na realização dos modelos teste foram admitidas as seguintes hipóteses:

- Os apoios estão encastrados;
- O peso próprio do betão não é considerado, de modo a que se perceçione melhor o impacto das paredes;
- Uma vez que os modelos são realizados segundo as linhas médias dos elementos, então é necessário ter em consideração a espessura dos elementos (como as vigas) na realização das bielas;
- A caracterização das paredes duplas no modelo é realizada com valores ponderados;
- A espessura de parede dupla considerada no modelo é o somatório das espessuras dos tijolos de 15 e 22 cm, perfazendo 37 cm na sua totalidade (espessura utilizada nas bielas);
- Por simplificação do modelo não se considerou a viga de fundação, assumindo-se que as paredes do primeiro piso (Piso 0) descarregam no terreno de fundação. No entanto, num modelo adequado deve-se considerar vigas de fundação para suporte das paredes periféricas, com altura não inferior a 50 cm, de modo que os painéis de alvenaria se fundem pelo menos a 10 cm acima do terreno, para evitar ascensão de humidades do terreno nessas paredes e para garantir boas condições de fundação para estas paredes periféricas;
- Para o cálculo das cargas das paredes duplas de alvenaria, considerou-se a altura de 3 m, apesar da parede ter uma altura 2,40 m nos pisos 1 e 2. As paredes laterais periféricas foram tratadas como cargas concentradas e as paredes pertencentes ao pórtico em estudo foram tratadas como cargas uniformemente distribuídas;
- Assumiu-se que a platibanda da cobertura é munida de uma guarda de segurança.

### 4.4.2 Geometria dos elementos estruturais e descrição das paredes de enchimento

As dimensões dos pórticos presentes no caso 1, representado na Figura 4.4, são iguais para todos os casos apresentados.

Os elementos de betão armado (vigas e pilares) são constituídos por betão de classe C25/30 e aço A400, cujas dimensões se apresentam na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Dimensões pilares e vigas

Elemento estrutural	Designação	Dimensões
Pilar	P1	0,5 × 0,45
Pilar	P2	0,6 × 0,45
Viga	V1	0,45 × 0,60

Apesar do módulo de elasticidade para um betão de classe C25/30 ser de 31 GPa, segundo o Eurocódigo 2, o valor de rigidez é igual a metade do valor elástico, ou seja, o módulo de elasticidade introduzido no SAP2000 para o betão C 25/30 foi de 15,5GPa.

A laje adotada, para os dois primeiros pisos, tem uma espessura de 23 cm, de ligação fungiforme, com uma lâmina acústica e uma camada de enchimento a perfazerem uma espessura de 14,5 cm e um revestimento cerâmico de espessura de 1,5 cm, como se observa na Figura 4.5.

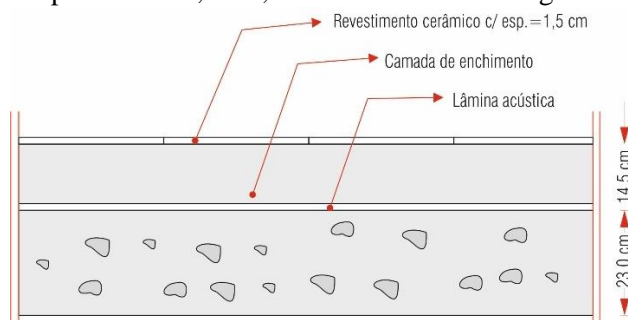


Figura 4.5 - Composição da laje.

A laje de cobertura tem uma espessura de 23 cm, de ligação fungiforme, com uma camada de forma de inclinação 2%, com uma impermeabilização aderente na caleira e uma impermeabilização não aderente na restante cobertura, com uma camada de geotêxtil e um isolamento térmico de 8 cm, com lajetas de betão a revestir o topo da cobertura.

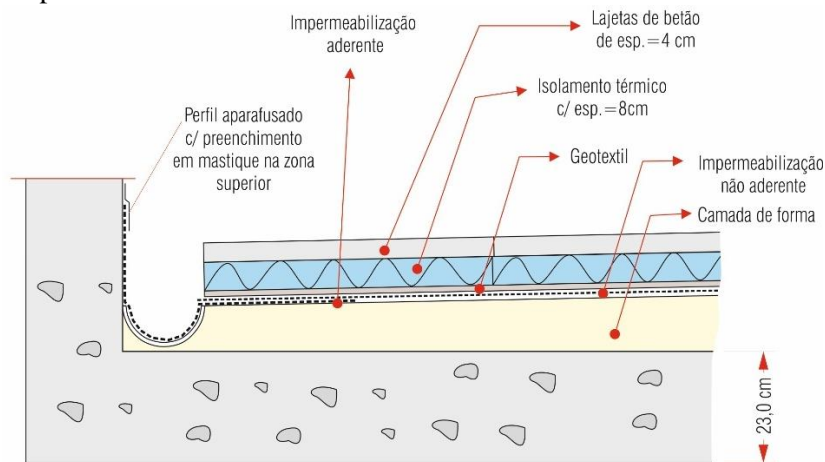


Figura 4.6 - Composição da laje de cobertura.

As paredes periféricas são duplas, compostas por um pano exterior de alvenaria de tijolo furado (30×20×22), uma caixa de ar de 4 cm, um isolamento térmico de 8 cm e um pano interior de alvenaria de tijolo furado (30×20×15), revestidas pelas camadas, de emboço e reboco, de uma espessura total de 2,5 cm, em ambas as faces, como se apresenta na Figura 4.7.

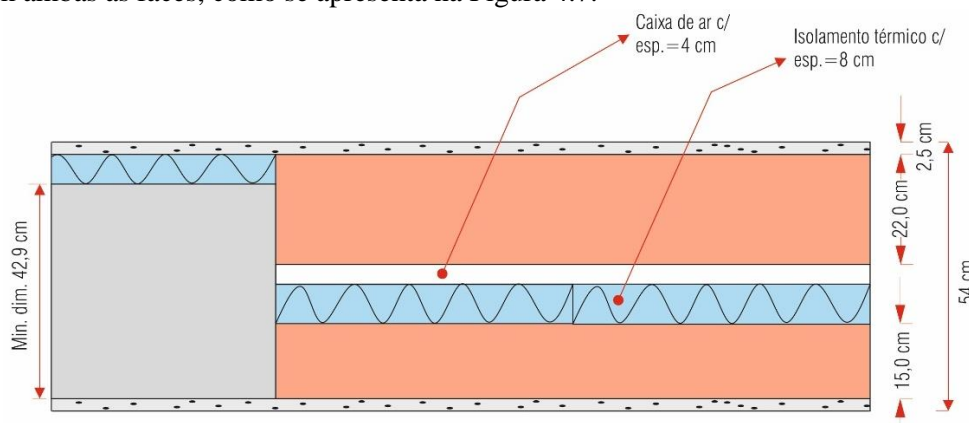


Figura 4.7 - Composição da parede periférica.

Apesar das paredes periféricas serem constituídas por essas várias camadas, na modelação, a espessura a considerar nos elementos das bielas é a soma das espessuras dos tijolos, ou seja, 37 cm, uma vez que a interferência entre as paredes e a estrutura é, principalmente, provocada pelas alvenarias de tijolo. Para estas paredes foi realizada uma estimativa do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson.

Segundo (Braga & Estêvão, 2007) o tijolo cerâmico furado (30×20×22), que foi colocado na parede de modo a que esta apresentasse uma espessura de 22 cm (valor inferior ao mínimo mencionado no EC8 de 24 cm para paredes de alvenaria simples/confinada), mas que após ser rebocada apresenta valores de espessura entre os 24 a 26 cm, obteve-se, com base em ensaios de compressão, segundo a Norma Portuguesa NP EN 772-1, um valor médio para o módulo de elasticidade secante de 1,4 GPa. Este valor enquadra-se no valor recomendado no EC6 na ausência de ensaios de  $1000 \cdot f_k$ .

O valor médio do módulo de elasticidade secante obtido com base em ensaios de compressão, segundo a Norma Portuguesa NP EN 772-1, para um tijolo cerâmico furado (30×20×15) é de 2170,8 N/mm<sup>2</sup> (Pereira, 2010). Convertendo este valor obtém-se 2,1708 GPa.

De acordo com EC8<sup>38</sup>, para se contemplar o efeito da fissuração, o módulo de elasticidade das paredes em alvenaria confinada é reduzido para metade.

Apesar da espessura total da parede ser de 54 cm como se apresenta na Figura 4.7, apenas se considerou a alvenaria e a espessura dos dois panos, de modo a simplificar o cálculo:

$$E_{ponderado} = \frac{E_{15} \times Esp_{15} + E_{22} \times Esp_{22}}{Esp_{total}} \quad (4.5)$$

$$E_{ponderado} = \frac{2,1708 \times 0,15 + 1,4 \times 0,22}{0,15 + 0,22} \quad (4.6)$$

$$E_{ponderado} = 1,71 \text{ GPa} \quad (4.7)$$

De acordo com o (EC6, 2011) e a (NTC, 2018) o módulo de distorção pode ser considerado 40% do valor do módulo de elasticidade secante (E). Assim o valor do módulo de distorção ( $G_{ponderado}$ ) ponderado é dado por:

$$G_{ponderado} = 0,4 \cdot E_{ponderado} \quad (4.8)$$

$$G_{ponderado} = 0,4 \cdot 1,71 \quad (4.9)$$

$$G_{ponderado} = 0,68 \text{ GPa} \quad (4.10)$$

Segundo (Dias, 2011) o coeficiente de Poisson para elementos cerâmicos é de 0,2. Resumidamente apresentam-se as características dos materiais, sendo que as características utilizadas na modelação foram as das paredes duplas:

Tabela 4.2 – Características dos tijolos das paredes duplas.

Características/Tijolos	30×20×22	30×20×15	Parede dupla
Módulo de elasticidade [GPa]	1,4	2,1708	1,71
Módulo de distorção [GPa]	-	-	0,68
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0,2	0,2	0,2

#### 4.4.3 Cargas aplicadas

##### Cargas Permanentes (P.P e R.C.P.)

As cargas permanentes englobam dois conjuntos de ações: o peso próprio da estrutura (PP) e a restante carga permanente (RCP). No entanto, nestes modelos de teste apenas entra a restante carga permanente, que é composta pela alvenaria e pelos revestimentos.

Assim, para os revestimentos da laje considerou-se uma RCP de 2,46 kN/m<sup>2</sup> e para as alvenarias que se apoiam nas vigas periféricas considerou-se uma RCP de 9,12 kN/m.

##### Sobrecargas (SC)

Para a ação da sobrecarga admitiu-se um valor de 2,0 kN/m<sup>2</sup> a atuar ao nível das lajes dos pisos, valor recomendado no “Quadro 6.2 – NP EN 1991-1-1:2009”, com exceção da cobertura cujo valor é de 1 kN/m<sup>2</sup>. Na Tabela 4.3 encontram-se resumidas as cargas aplicadas.

Tabela 4.3 – Cargas aplicadas.

	RCP [kN/m]	RCP [kN]	SC [kN/m]
Cobertura	5,00	6,25	2,50
Piso 2	13,12	22,80	5,00
Piso1	13,12	22,80	5,00
Piso 0	-	-	-

<sup>38</sup> O ponto 9.4, no parágrafo (3).

## Ação Sísmica (E)

O requisito de não ocorrência de colapso do EC8, utilizado nesta dissertação, refere: “*A estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir à ação sísmica de cálculo definida na secção 3 sem colapso local ou global, mantendo assim a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo.*”. Para este tipo de ação admite-se que os danos estruturais causados possam ser bastante significativos ao ponto da recuperação da estrutura não ser economicamente viável. No (EC8, 2010) são designados dois tipos distintos de ação sísmica com distâncias focais, magnitudes e durações diferentes: a Ação do Tipo 1 e a Ação do Tipo 2. Estas Ações Sísmicas são definidas de forma probabilística com base nas zonas sísmogênicas. A Ação Sísmica do Tipo 1 está associada a sismos com epicentro na falha que separa as placas tectónicas africana e europeia, com elevada magnitude, maior duração, grande distância focal e frequências baixas. Por outro lado, a Ação Sísmica do Tipo 2 está associada a sismos com magnitude moderada, menor duração, pequena distância focal, elevadas frequências, e com epicentro em território nacional.

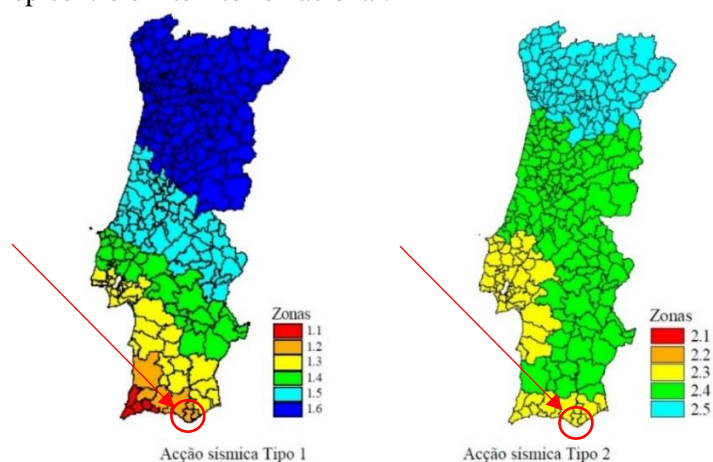


Figura 4.8 – Zonamento Sísmico: Portugal Continental.

No EC8 os edifícios podem classificar-se em quatro classes de importância. Esta classificação pretende distinguir os edifícios entre si, com base no tipo de ocupação e na importância que estes apresentam para as operações de socorro após um evento sísmico. A cada classe de importância está associado um coeficiente de importância <sup>39</sup>.

Para a ação sísmica tipo 1, Faro localiza-se, na zona 1.2 e para uma ação sísmica tipo 2 localiza-se numa zona tipo 2.3<sup>40</sup>, como assinalado a vermelho na Figura 4.8.

O edifício em estudo trata-se de um edifício corrente (ver Tabela 4.4), por isso, conclui-se que pertence à classe de importância II, com um coeficiente de importância 1.0 <sup>41</sup>.

Tabela 4.4 - Classes de importância para os edifícios<sup>42</sup> (EC8, 2010).

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	<b>Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.</b>
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

<sup>39</sup> Quadro NA-II (EC8, 2010).

<sup>40</sup> Página 224 (EC8, 2010).

<sup>41</sup> No parágrafo (5) da página 52 (EC8, 2010).

<sup>42</sup> Quadro 4.3 (EC8, 2010).

O tratamento da ação sísmica foi feito seguindo o método de referência do EC8, que sugere a realização de uma análise modal por espectro de resposta, usando um modelo elástico-linear para a simulação da estrutura e o espectro de cálculo, obtido através das expressões de cálculo<sup>43</sup> seguintes:

O espectro de resposta de cálculo,  $S_d(T)$ , é definido pelas seguintes expressões presentes no EC8:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \times S \times \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.11)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad (4.12)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (4.13)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (4.14)$$

Sendo:

$S_d(T)$  – Espectro de resposta cálculo;

$T$  – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

$a_g$  – Valor de cálculo da aceleração à superfície dado por:  $a_g = \gamma_i \cdot a_{gR}$ , onde  $\gamma_i$  é o coeficiente de importância;

$T_B$  – limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_C$  – limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_D$  – valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

$S$  – coeficiente do solo;

$\eta$  – coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência  $\eta=1$  para 5% de amortecimento viscoso.

Os parâmetros  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , dependem exclusivamente da localização da estrutura e do tipo de solo em que esta se encontra<sup>44</sup>.

Sendo um edifício de classe de importância II que corresponde a um coeficiente de importância ( $\gamma$ ) igual a um, tanto para a ação sísmica do tipo 1 com para a ação sísmica do tipo 2.

Para  $1m/s^2 \leq a_g \leq 4m/s^2$  o valor do parâmetro  $S$  é determinado segundo a expressão<sup>45</sup>:

$$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \times (a_g - 1) \quad (4.15)$$

Para a ação sísmica tipo 1 tem-se:

$$S = 1,60 - \frac{1,60 - 1}{3} \times (2,00 - 1) = 1,40 \quad (4.16)$$

Para a ação sísmica tipo 2 tem-se:

$$S = 1,60 - \frac{1,60 - 1}{3} \times (1,70 - 1) = 1,46 \quad (4.17)$$

Tabela 4.5 – Resumo dos valores definidos do espectro de resposta<sup>46</sup>.

Tipo de	Zona	$\gamma$	$a_g = a_{gR}$	$S_{max}$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$S$
1	1.2	1,00	2,00	1,60	0,10	0,60	2,00	1,40
2	2.3	1,00	1,70	1,60	0,10	0,25	2,00	1,46

Assim, com recorrência a uma folha de EXCEL, para a ação sísmica tipo 1 para a ação sísmica tipo 2 conseguiram-se os seguintes espectros de resposta, elástico e de cálculo, respetivamente, Figura 4.9 e Figura 4.10.

<sup>43</sup> Na cláusula 3.2.2.2, parágrafo (1) da página 38 (EC8, 2010).

<sup>44</sup> Quadro 3.1 da NP EN 1998-1:2010.

<sup>45</sup> Segundo o parágrafo f) da página 210, da NP EN 1998-1:2010.

<sup>46</sup> Quadros NA-3.2 e NA-3.3, das páginas 210 e 211 da NP EN 1998-1:2010

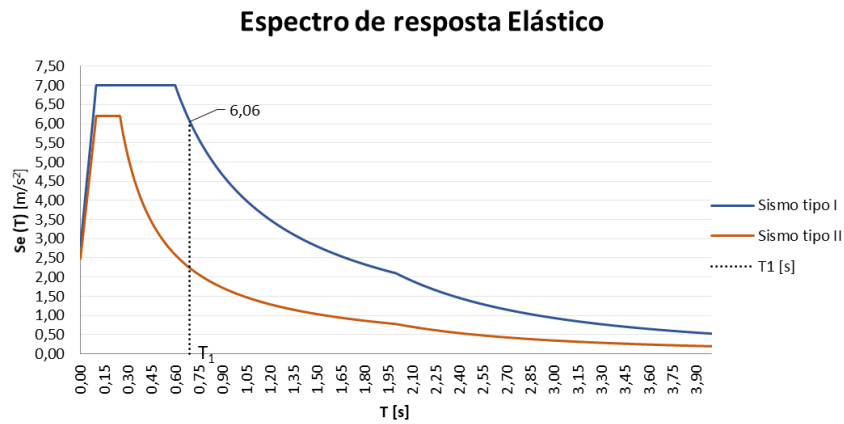


Figura 4.9 – Espectro de resposta elástico

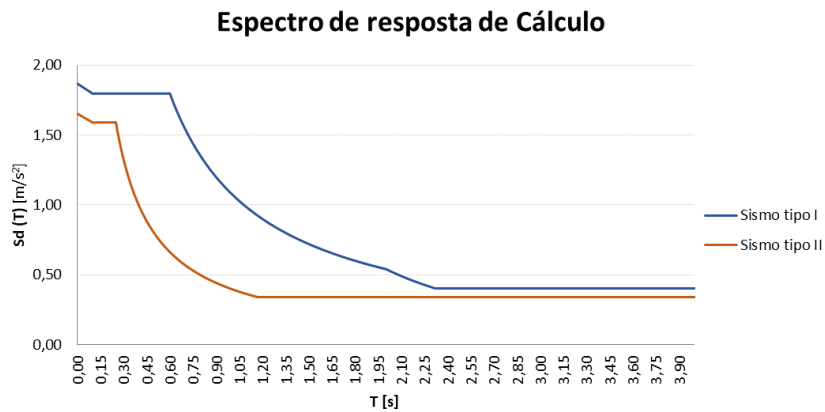


Figura 4.10 – Espectro de resposta de cálculo

A ação mais danosa demonstrou-se ser a ação sísmica tipo 1, uma vez que se trata de uma análise simplista, apenas se considerou a ação do sismo, com a consideração das restantes cargas permanentes e as sobrecargas, consideradas na opção *massource* (*SAP2000*).

#### 4.4.4 Modelo teste 1

O modelo teste 1, referente ao caso 1 da Figura 4.4, de geometria representada na Figura 4.11, sem a modelação dos painéis de alvenaria, servirá de base para comparação de resultados.

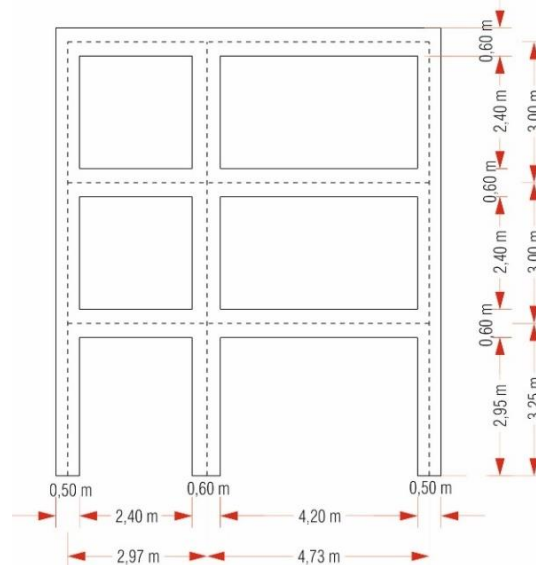


Figura 4.11 – Geometria da estrutura do caso 1.





Para o caso 2, representado na Figura 4.14, apresentam-se os modelos teste 2, realizados com recurso ao SAP2000, para a simulação dos efeitos globais e dos efeitos locais, como se observa, respetivamente, na Figura 4.15 (a) e na Figura 4.15 (b).

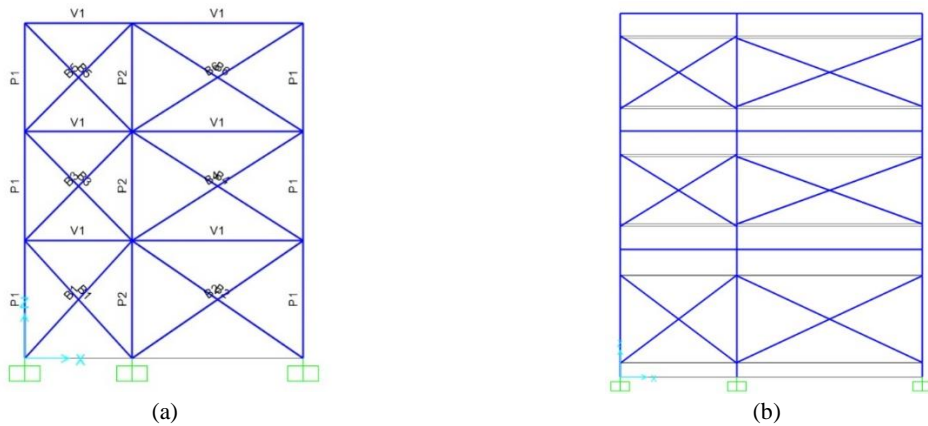


Figura 4.15 – Modelação com recurso ao SAP2000 do modelo teste 2: (a) efeitos globais; (b) efeitos locais.

Para o modelo teste 2, referente aos efeitos globais, obteve-se, com recurso ao SAP2000, os modos de vibração obtidos e as respetivas frequências naturais associadas às percentagens de massa mobilizada para cada um destes modos de vibração, tal como se representa na Figura 4.16.

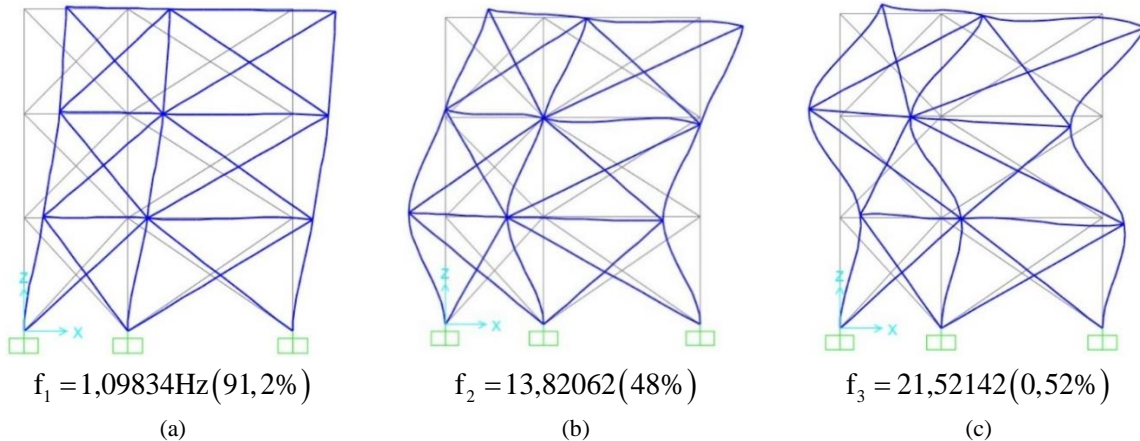


Figura 4.16 – Modos de vibração obtidos para o modelo de efeitos globais do caso 2: (a) modo1;(b) modo 2; (c) modo3.

Para o modelo teste 2, referente aos efeitos locais, obteve-se, com recurso ao SAP2000, os modos de vibração obtidos e as respetivas frequências naturais associadas às percentagens de massa mobilizada para cada um destes modos de vibração, tal como se representa na Figura 4.17.

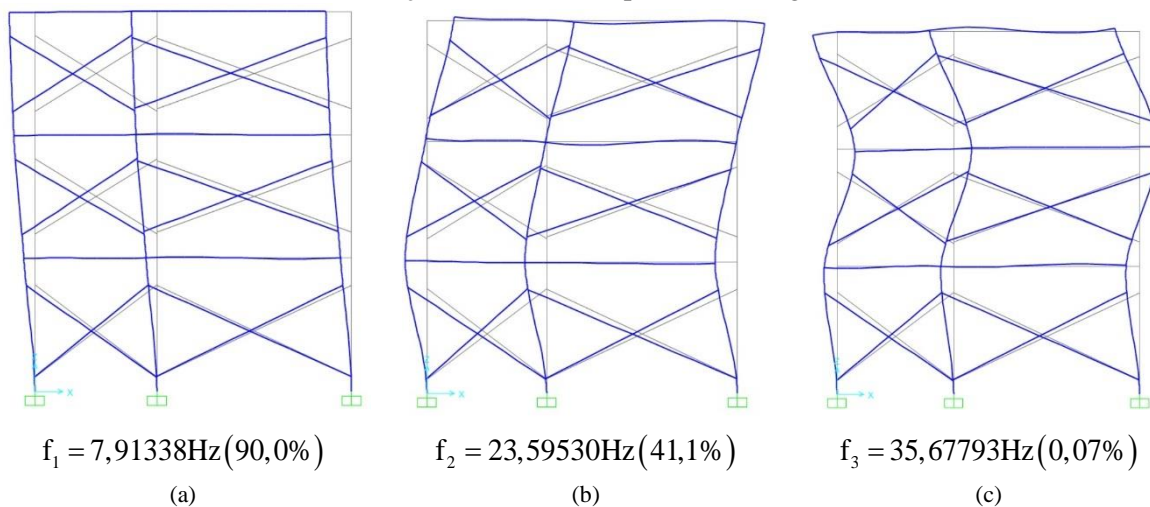


Figura 4.17 – Modos de vibração obtidos para o modelo de efeitos locais do caso 2: (a) modo1;(b) modo 2; (c) modo3.

As bielas modeladas, tanto para o modelo com a simulação dos efeitos globais, como para o modelo com a simulação dos efeitos locais, têm as larguras das bielas ( $W$ ) apresentadas na Tabela 4.6. O comprimento ( $l_c$ ), apresentado na Tabela 4.6, apenas foi utilizado no modelo com a simulação dos efeitos locais.

Tabela 4.6 – Geometria das bielas do caso 2

Elemento	largura $W$ /escora [m]	$l_c$ [m]
Painel 1	0,236	0,35
Painel 2	0,320	0,37
Painel 3	0,213	0,28
Painel 4	0,308	0,34
Painel 5	0,213	0,28
Painel 6	0,308	0,34

#### 4.4.6 Modelo teste 3

Na Figura 4.18 (a) representa-se o caso 3, sem alvenaria no R/C e com alvenaria nos restantes pisos superiores e na Figura 4.18 (b) apresenta-se a respetiva geometria.

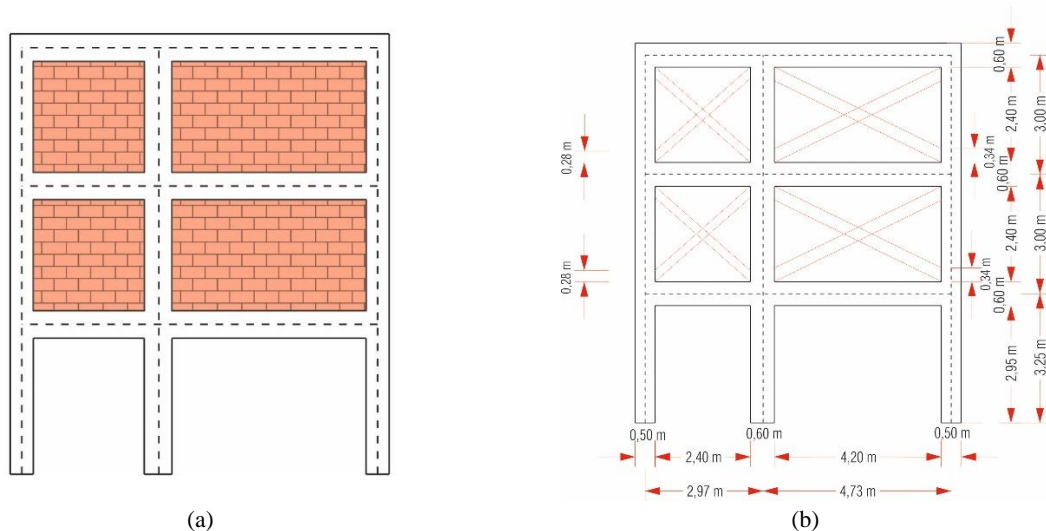


Figura 4.18 – Modelo da estrutura utilizada no Teste 3.

Para o caso 3, representado na Figura 4.18, apresentam-se os modelos teste 3, que consideram o contributo da rigidez das paredes, realizados com recurso ao SAP2000, para a simulação dos efeitos globais e dos efeitos locais, como se observa, respetivamente, na Figura 4.19 (a) e na Figura 4.19 (b).

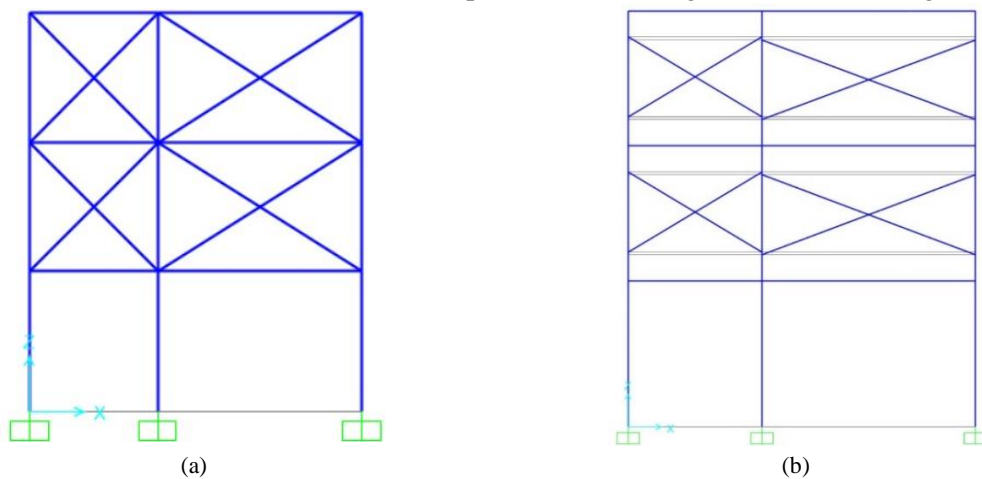


Figura 4.19 – Modelação com recurso ao SAP2000 do caso 3: (a) efeitos globais; (b) efeitos locais.

Para o modelo teste 3, referente aos efeitos globais, obteve-se, com recurso ao SAP2000, os modos de vibração obtidos e as respectivas frequências naturais associadas às percentagens de massa mobilizada para cada um destes modos de vibração, tal como se representa na Figura 4.20.

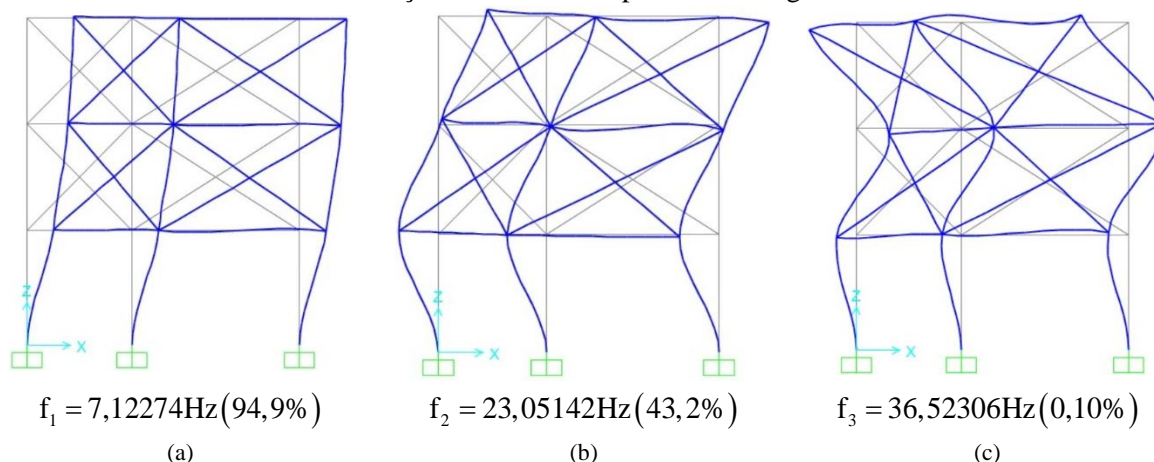


Figura 4.20 – Modos de vibração para obtidos para o modelo de efeitos globais do caso 3: (a) modo1;(b) modo 2; (c) modo3.

Para o modelo teste 3, referente aos efeitos locais, obteve-se, com recurso ao SAP2000, os modos de vibração obtidos e as respectivas frequências naturais associadas às percentagens de massa mobilizada para cada um destes modos de vibração, tal como se representa na Figura 4.21

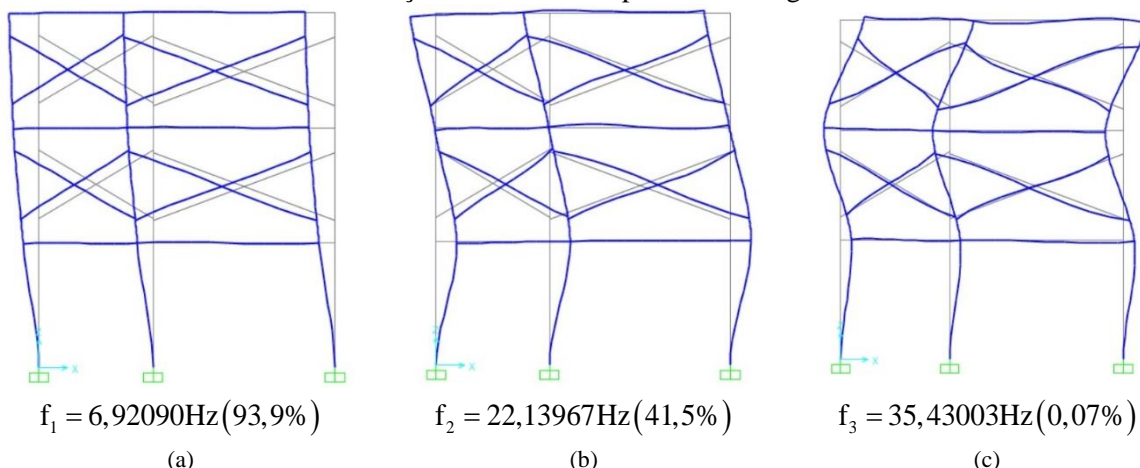


Figura 4.21 – Modos de vibração obtidos para o modelo de efeitos globais do caso 3: (a) modo1;(b) modo 2; (c) modo3.

As bielas modeladas, tanto para o modelo com a simulação dos efeitos globais, como para o modelo com a simulação dos efeitos locais, têm as larguras das bielas ( $W$ ) apresentadas na Tabela 4.7. O comprimento ( $l_c$ ), apresentado na Tabela 4.7, apenas foi utilizado no modelo com a simulação dos efeitos locais.

Tabela 4.7 – Geometria das bielas do caso 3

Elemento	Largura W/escora [m]	$l_c$ [m]
Painel 1	-	-
Painel 2	-	-
Painel 3	0,213	0,28
Painel 4	0,308	0,34
Painel 5	0,213	0,28
Painel 6	0,308	0,34







Para o caso 5, representado na Figura 4.26, apresentam-se os modelos teste 5, que consideram o contributo da rigidez das paredes, realizados com recurso ao *SAP2000*, para a simulação dos efeitos globais e dos efeitos locais, como se observa, respetivamente, na Figura 4.27 (a) e na Figura 4.27 (b).

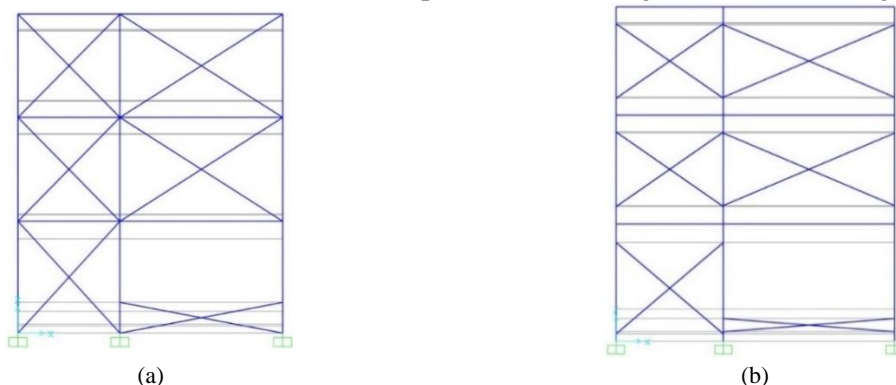


Figura 4.27 – Modelação com recurso ao *SAP2000* do caso 5: (a)efeitos globais;(b) efeitos locais.

Para o modelo teste 5, referente aos efeitos globais, obteve-se, com recurso ao *SAP2000*, os modos de vibração obtidos e as respetivas frequências naturais associadas às percentagens de massa mobilizada para cada um destes modos de vibração, tal como se representa na Figura 4.28.

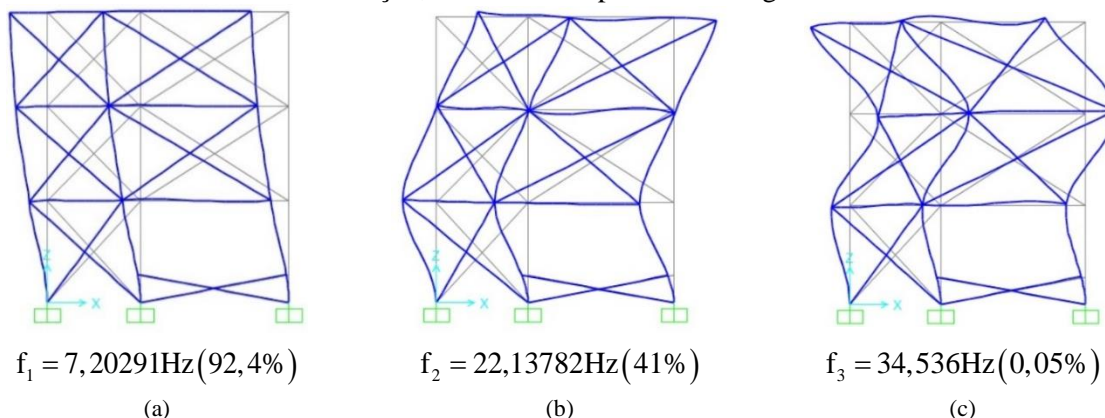


Figura 4.28 – Modos de vibração para obtidos para o modelo de efeitos globais do caso 5: (a) modo1;(b) modo 2; (c) modo3.

Para o modelo teste 5, referente aos efeitos locais, obteve-se, com recurso ao *SAP2000*, os modos de vibração obtidos e as respetivas frequências naturais associadas às percentagens de massa mobilizada para cada um destes modos de vibração, tal como se representa na Figura 2.27.

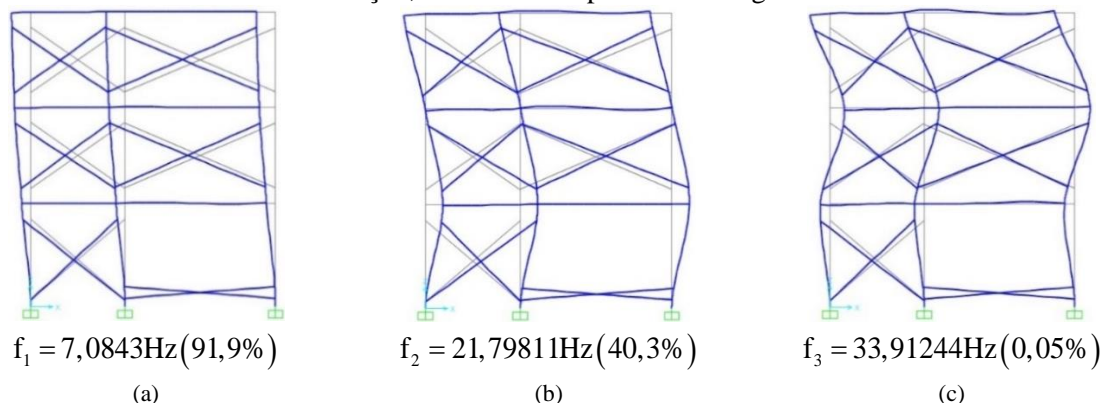


Figura 4.29 – Modos de vibração para obtidos para o modelo de efeitos globais do caso 5: (a) modo1;(b) modo 2; (c) modo3.

As bielas modeladas, tanto para o modelo com a simulação dos efeitos globais, como para o modelo com a simulação dos efeitos locais, têm as larguras das bielas ( $W_r$ ) apresentadas na Tabela 4.9. O comprimento ( $l_c$ ), apresentado na Tabela 4.9, apenas foi utilizado no modelo com a simulação dos efeitos locais.

Tabela 4.9 – Geometria das bielas do caso 5

Elemento	Largura $W_r$ /escora [m]	$l_c$ [m]
Painel 1	0,139	0,21
Painel 2	0,258	0,27
Painel 3	0,127	0,17
Painel 4	0,178	0,2
Painel 5	0,127	0,17
Painel 6	0,178	0,2

#### 4.4.9 Comparação de resultados

Com base nos resultados obtidos para todos os modelos, comparam-se as frequências naturais e os esforços (axiais, transversos e momentos fletores). Numa primeira análise comparam-se as frequências obtidas para os três primeiros modos de vibração da estrutura relativos a todos os casos de estudo.

Tabela 4.10 – Frequências obtidas para os casos de estudo.

		Frequências (Hz)					
		Modo 1	%m $U_x$	Modo 2	%m $R_y$	Modo 3	%m $U_z$
CASO 1	C1	4,49562	90,4	13,82062	34,5	21,52142	0,02
CASO 2	C2G	6,99335	91,2	20,10184	48	29,6407	0,52
	C2L	7,91338	90	23,5953	41,1	35,67793	0,07
CASO 3	C3G	7,12274	94,9	23,05142	43,2	36,52306	0,1
	C3L	6,9209	93,9	22,13967	41,5	35,43003	0,07
CASO 4	C4G	7,97851	92,2	24,21661	43,1	36,76234	0,11
	C4L	7,54229	91,5	23,04295	41,3	35,56642	0,07
CASO 5	C5G	7,20291	92,4	22,13782	41	34,20536	0,05
	C5L	7,08403	91,9	21,79811	40,3	33,91244	0,05

Legenda:

G - Simulação dos efeitos globais provocados pela existência de paredes de alvenaria de tijolo

L - Simulação dos efeitos locais provocados pela existência de paredes de alvenaria de tijolo

Verifica-se claramente um incremento no valor da frequência de vibração com o aumento de rigidez. Por outro lado, os casos mais significativos, onde se verifica este elevado aumento da frequência de vibração, comparativamente com o caso 1, são o C2L (caso 2 com a simulação dos efeitos locais provocados pelo preenchimento total do pórtico) e o C4G (caso 4 com a simulação dos efeitos globais, onde existe um preenchimento total dos pórticos, exceto na zona do piso 0, onde existem pequenas aberturas).

Na análise linear realizada no plano XZ, o modo de vibração 1 demonstra ser o mais afetado, onde mobiliza mais de 90% da massa, na maioria dos casos, segundo as translações em X. O modo de vibração 2 move cerca de 20% da massa na maioria dos casos, segundo  $R_y$  e o modo de vibração 3 que quase que não tem contributo é o de  $R_z$ . No entanto, a partir dos modos de vibração 5 e 6, na maioria dos casos, a contribuição é igual ou superior a 90% para, respetivamente, o  $R_y$  e para o  $R_z$ . Sendo a estrutura “mais flexível” segundo Y é expectável que as frequências sejam mais baixas do que para X. É previsível que o primeiro modo de vibração seja segundo X, uma vez que é o que tem maior influência, sendo que o seu contributo é superior a 90% para a estrutura.

Para um melhor entendimento da afetação da modelação realizou-se a comparação de esforços nos pilares assinalados na Figura 4.30.



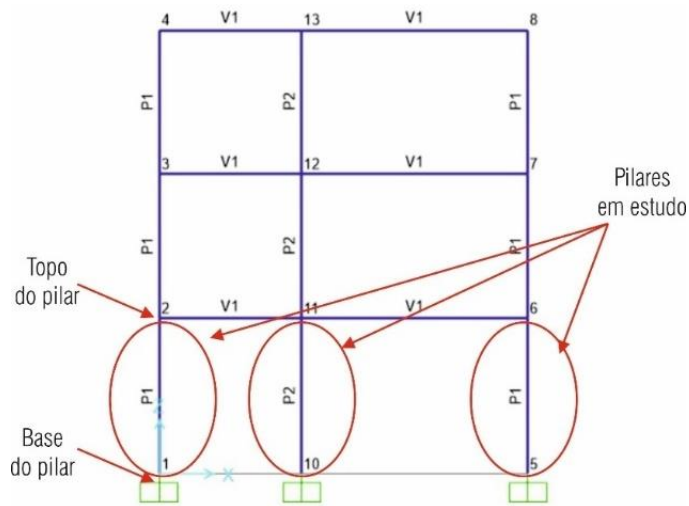


Figura 4.30 – Pilares em estudo

Na Figura 4.31 encontram-se os esforços máximos dos pilares em estudo, para o caso 1.

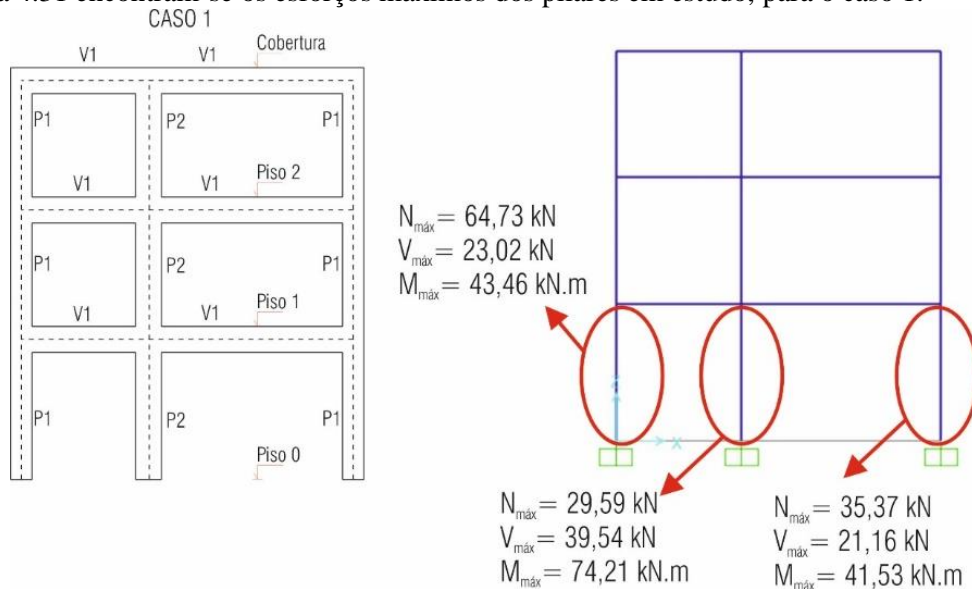


Figura 4.31 – Esforços máximos caso 1

Atente-se que nos próximos casos assinalam-se a vermelho os esforços nos pilares que excedem os valores presentes na Figura 4.31. Na Figura 4.32 encontram-se os esforços máximos dos pilares em estudo, do caso 2, tanto relativamente ao modelo que simula os efeitos globais como ao modelo que simula os efeitos locais.

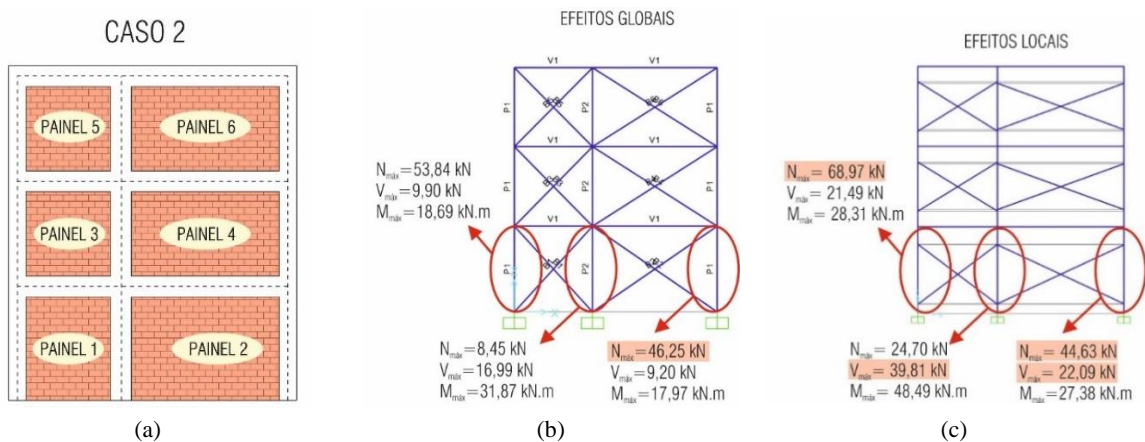


Figura 4.32 – Esforços máximos caso 2:(a) tipologia;(b) efeitos globais;(c) efeitos locais.

Na Figura 4.33 encontram-se os esforços máximos dos pilares em estudo, do caso 3, tanto relativamente ao modelo que simula os efeitos globais como ao modelo que simula os efeitos locais.

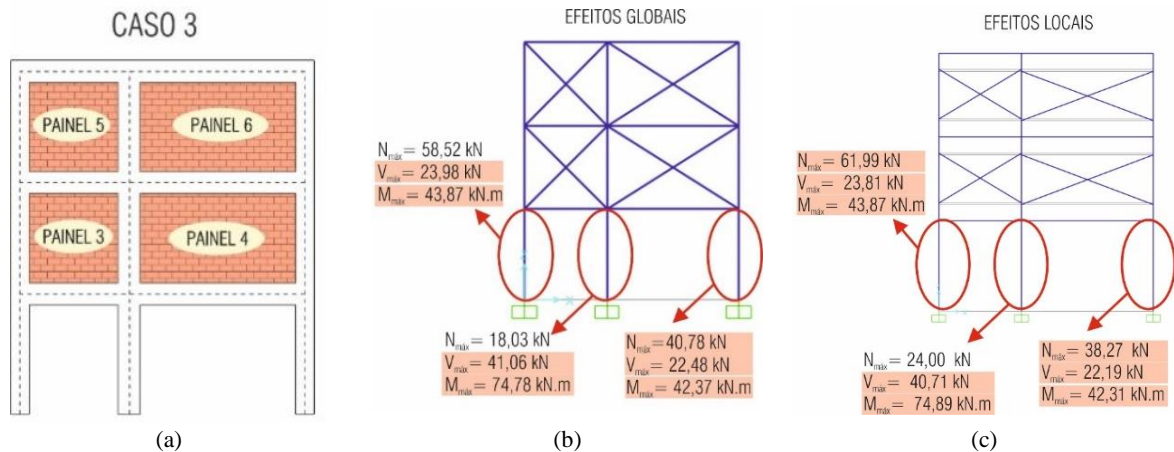


Figura 4.33 – Esforços máximos caso 3:(a) tipologia;(b) efeitos globais;(c) efeitos locais.

Na Figura 4.34 encontram-se os esforços máximos dos pilares em estudo, do caso 4, tanto relativamente ao modelo que simula os efeitos globais, como ao modelo que simula os efeitos locais.

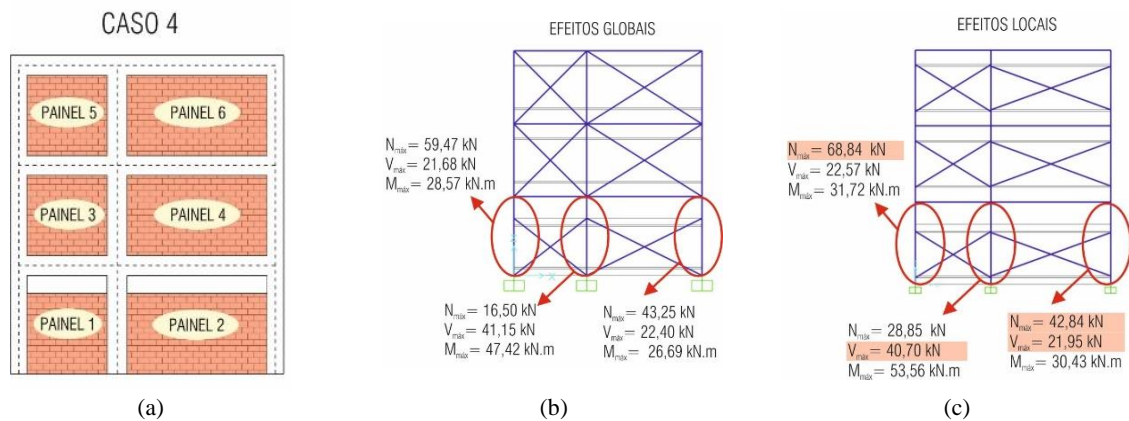


Figura 4.34 – Esforços máximos caso 4:(a) tipologia;(b) efeitos globais;(c) efeitos locais.

Na Figura 4.35 encontram-se os esforços máximos dos pilares em estudo, do caso 5, tanto relativamente ao modelo que simula os efeitos globais como ao modelo que simula os efeitos locais.

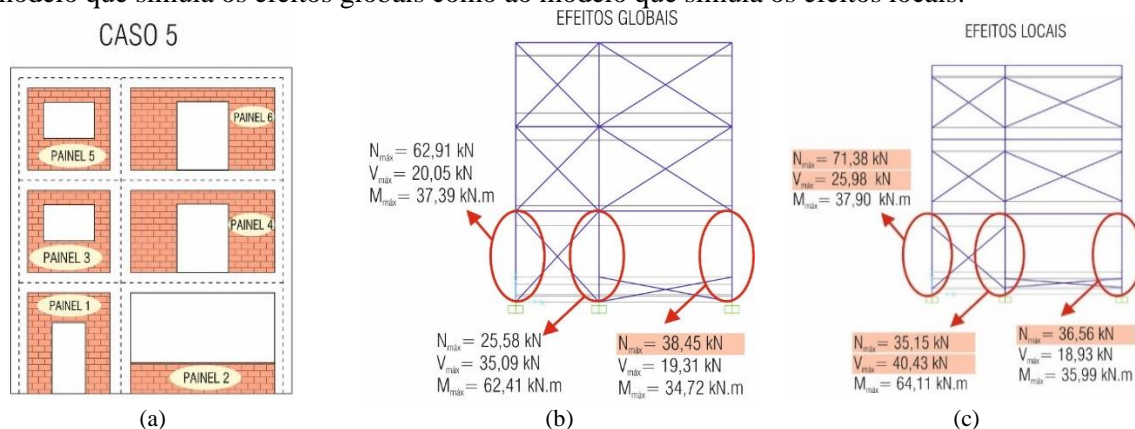


Figura 4.35 – Esforços máximos caso 5:(a) tipologia;(b) efeitos globais;(c) efeitos locais.

## 4.5 Considerações finais

Através destes modelos de teste, apresentam-se os impactos relativos aos efeitos globais, com destaque para o aumento da rigidez e os impactos relativos aos efeitos locais, com ênfase para o aumento e redirecionamento de esforços.

Evidencia-se que quanto aos efeitos globais, como esperado, com a consideração da rigidez oferecida pelas paredes é notório um aumento da rigidez global da estrutura e o conseqüentemente aumento das frequências naturais da estrutura, alterando os modos de vibração. Este facto origina períodos diferentes, que correspondem a acelerações diferentes das que seriam obtidas para a mesma estrutura sem alvenaria de tijolo.

Relativamente aos efeitos globais é possível constatar que muitos dos esforços de cálculo, dos modelos que contemplam a rigidez das paredes foram excedidos em relação ao modelo de teste 1, onde também foi possível averiguar que o aumento é significativo na zona de interação entre as bielas, que simulam a rigidez das paredes, e os pilares que a elas se ligam.



## 5 EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO

### 5.1 Considerações iniciais

Neste capítulo descrevem-se os modelos 3D realizados, referentes a um edifício de estrutura de betão armado, os materiais, as ações a que se encontram sujeitos e as combinações de ações utilizadas. Apresentando-se o pré-dimensionamento de um pilar a ser dimensionado.

Após a modelação realiza-se a análise da regularidade estrutural e a classificação do sistema estrutural. Na modelação estrutural 3D de um edifício de betão armado com paredes de enchimento de alvenaria de tijolo, onde primeiramente, é realizada uma análise linear, modal e uma comparação de valores de frequências naturais e esforços, para as situações:

- sem a modelação das paredes de alvenaria de tijolo;
- com a modelação das paredes para efeitos globais;
- com a modelação das paredes para efeitos locais.

Seguidamente realiza-se a análise estrutural por forças laterais e procede-se às verificações relativas aos efeitos de 2ª ordem e ao pré-dimensionamento de um pilar.

#### 5.1.1 Descrição geral do edifício e localização

O edifício de estrutura de betão armado com paredes de alvenaria de tijolo encontra-se localizado em Lisboa, entre dois edifícios com a mesma altura que este, tendo uma cave destinada a estacionamento com um pé-direito de 2,5 m, com 5 pisos elevados de habitação com um pé-direito de 2,85 m e uma cobertura inclinada (ver Figura 5.3).

Os 4 pisos acima do R/C têm uma área total de 192 m<sup>2</sup> e o R/C tem uma área de 48 m<sup>2</sup>. Os pisos destinados a habitação, têm 2 fogos simétricos entre si, constituídos por dois quartos, um de 11 m<sup>2</sup> e outro de 15 m<sup>2</sup>, uma cozinha, duas casas de banho e uma sala de 16 m<sup>2</sup> (ver Figura 5.1).

A estrutura do edifício é composta por pilares, vigas e lajes maciças de betão armado.

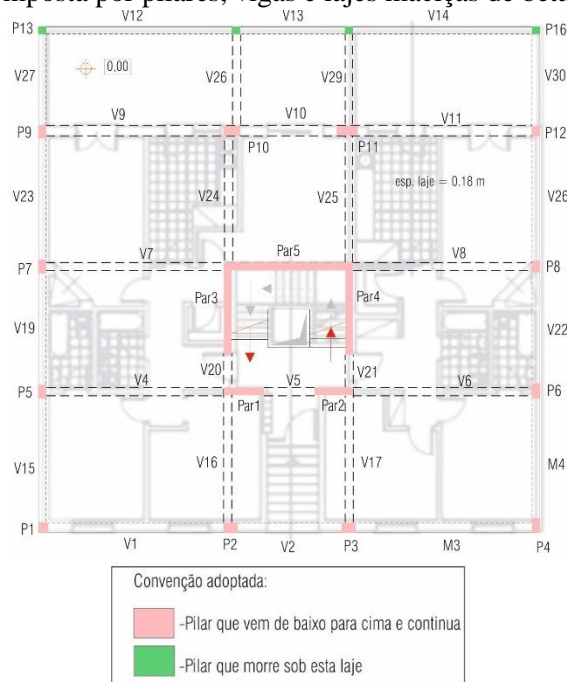


Figura 5.1 – Planta de implantação dos pilares no piso do R/C

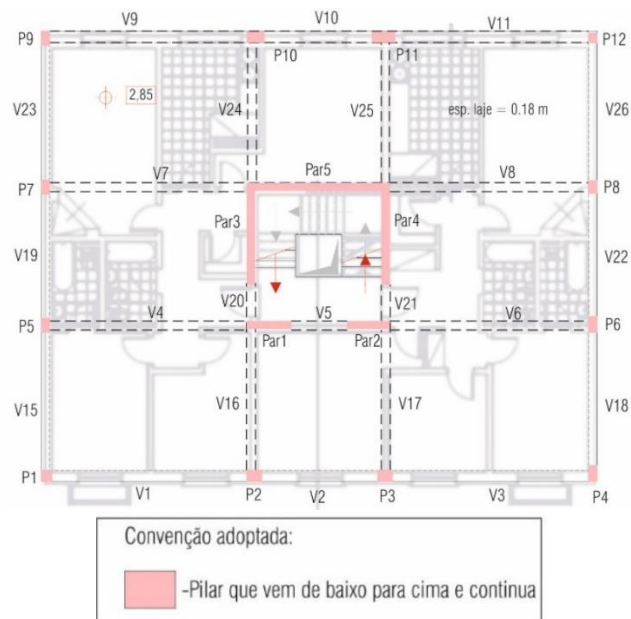


Figura 5.2 – Planta de implantação dos pilares do piso 1

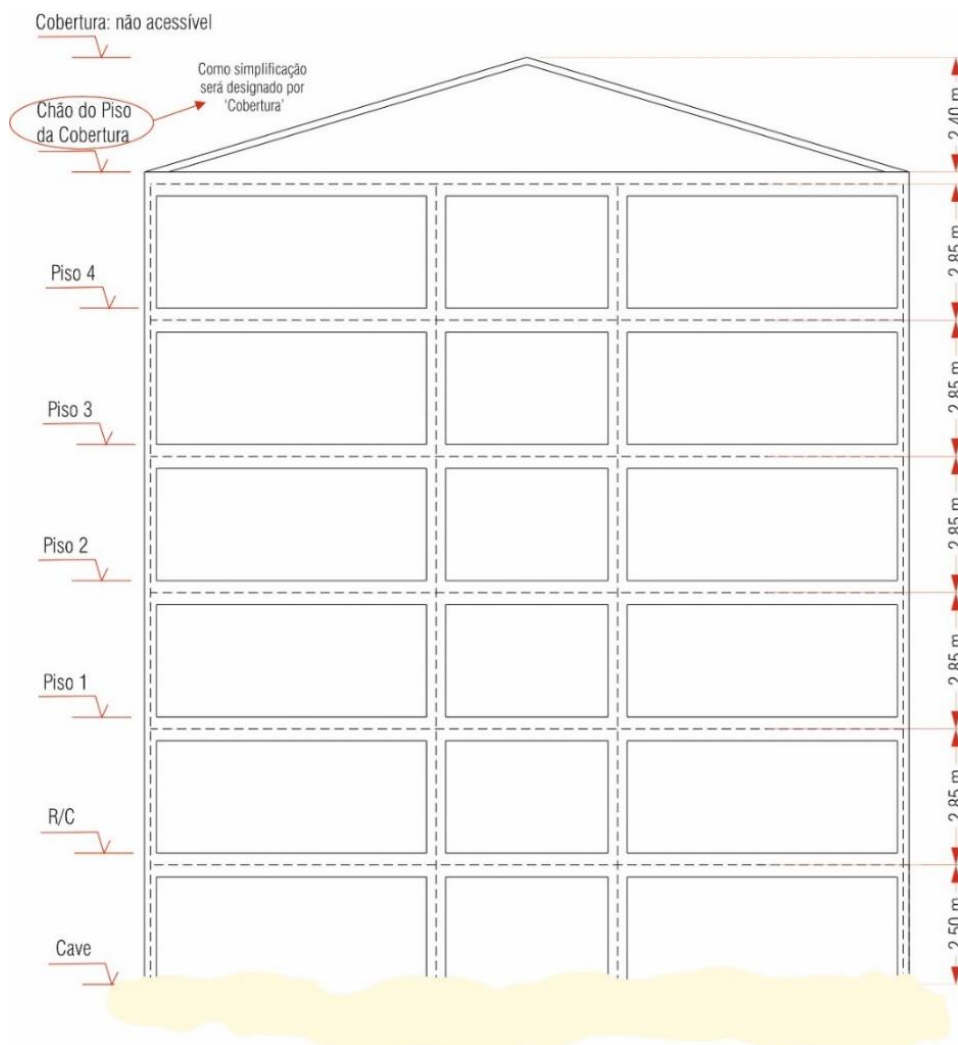


Figura 5.3 – Identificação dos pisos.

### 5.1.2 Materiais

Neste ponto são apresentadas as características dos materiais utilizados na modelação e no dimensionamento. De acordo com a tabela 2.1 do EC0, a estrutura em questão pertence à Categoria 4 (S4 de acordo com o EC2), ou seja, deve ser dimensionada para um período de vida útil de 50 anos.

#### Betão e Aço

Com base nos critérios da Norma NP EN 206-1 adotou-se um betão de classe de resistência C25/30. Escolheu-se um tipo de aço mais dúctil, o aço A400 NR SD, uma vez que é o mais adequado para regimes plásticos. Na Tabela 5.1 e na Tabela 5.2 encontram-se as características dos elementos de betão armado.

Tabela 5.1 – Características da resistência e da deformação do betão e do aço

Betão C25/30	Aço A400 NR SD
$f_{ck} = 25,0$ MPa	$f_{yk} = 400$ MPa
$f_{cd} = 16,7$ MPa	$f_{yd} = 348$ MPa
$f_{ctm} = 2,6$ MPa	$E_s = 200$ GPa
$E_{cm} = 31,0$ GPa <sup>47</sup>	$\gamma_s = 77$ kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_c = 24,0$ kN/m <sup>3</sup>	

Tabela 5.2 –Materiais

MATERIAIS	NP EN 206-1 ESPECIFICAÇÃO LNEC E464				
	Classe de resistência à compressão	Classe de exposição	Teor de cloretos	Dimensão máxima do agregado	Classe de consistência
<b>BETÃO</b>					
Estrutura Geral	C25/30 c/ aditivo hidrófugo	XC3	CL 0,4	D25 (mm)	S3
Cura das superfícies de betão armado	Durante, pelo menos 7 dias, as superfícies de betão armado têm de ser mantidas permanentemente molhadas.				
<b>AÇO EM VARÕES</b> LNEC 460-2002	Estruturas de betão armado em geral A400 NR SD				
<b>RECOBRIMENTO NOMINAL</b> Especificação LNEC E464-2005	Estruturas em geral.....3,5 cm Superfícies de betão em contacto com o terreno.....5cm				

O recobrimento mínimo das armaduras deve assegurar a transmissão eficaz das forças de aderência e uma adequada resistência ao fogo, mas neste caso apenas se terá em consideração a primeira parte referida. As ações ambientais são organizadas em classes de exposição definidas na NP EN 206-1 e no EC2, além disso, no caso português devem seguir-se as indicações da especificação LNEC E464. Deste

<sup>47</sup> Note-se que na definição do material betão no *software* de cálculo SAP2000, utilizado na modelação, o módulo de elasticidade considerado foi metade do  $E_{cm}$ , ou seja, 15,5 GPa (este aspeto encontra-se explicado em 5.7.2.3)







## 5.2 Ações e combinações de ações

Para definir as ações aplicadas no modelo criado de forma a que este se aproxime da realidade teve-se em conta a variabilidade das ações e suas ocorrências (ações permanentes, ações variáveis e ações acidentais). Para o modelo considerou-se:

- Ações Permanentes (P.P. e R.C.P.);
- Ações Variáveis (SC e E).

Desconsiderou-se a ação do vento (pela sua menor influência no caso em estudo), assim como as ações acidentais.

### 5.2.1 Ações Permanentes (P.P. e RCP)

As ações permanentes são constituídas pelo peso próprio dos elementos estruturais e pelas restantes cargas permanentes, que englobam os revestimentos de pavimentos, as paredes periféricas e as paredes divisórias e os seus respetivos revestimentos e argamassa de assentamento.

O *software* de cálculo automático *SAP2000* já contabiliza o peso próprio dos elementos estruturais, como vigas, pilares e lajes, pelo que apenas serão descritas as restantes cargas permanentes. Os elementos estruturais modelados encontram-se listados no Anexo II.

#### Restante Carga Permanente (RCP)

##### Laje

Os revestimentos das lajes assumem, usualmente, o valor de 1,5 kN/m<sup>2</sup>.

##### Paredes Periféricas

Para as paredes periféricas com espessura de 35 cm adotou-se um valor de 2,6 kN/m<sup>2</sup>. No entanto, devido à presença de aberturas, como se apresenta na Figura 5.4 (a) e na Figura 5.4 (b), contabilizou-se apenas 80% do valor anteriormente referido. Quanto às paredes periféricas com espessura de 30 cm adotou-se um valor de 2,4 kN/m<sup>2</sup>, como se apresenta na Figura 5.5 (a) e na Figura 5.5 (b).

##### Paredes Interiores

Para as paredes divisórias considerou-se um valor de 1,0 kN/m<sup>2</sup>, ou seja, 40% do valor das paredes periféricas. Devido à ausência de informação detalhada sobre o posicionamento das paredes do projeto de arquitetura fornecido, assumiu-se que as paredes divisórias podem sofrer mudanças na sua localização, o que se traduziu numa conversão da carga linear (carga de facha) para uma carga uniformemente distribuída, admitindo que as lajes terão capacidade de redistribuição dos esforços a que se encontram sujeitas.

##### Cobertura

A cobertura é constituída por telha cerâmica apoiada em vigotas de betão armado, admitindo-se uma carga de 1,5 kN/m<sup>2</sup>.

##### Síntese das RCP

Na Tabela 5.3 encontra-se as restantes cargas permanentes utilizadas.

Tabela 5.3 – Restantes cargas permanentes

Restantes cargas permanentes (RCP)	Carga [kN/m <sup>2</sup> ]
Revestimentos da laje	1,5
Parede divisórias	1,0
Parede de alvenaria periférica de espessura de 35 cm	2,6
Parede de alvenaria periférica de espessura de 30 cm	2,4
Revestimento da laje de cobertura	1,5

##### Muros

De modo a que o direcionamento dos esforços seja conduzido para os pilares e paredes, e mantendo o foco desta dissertação para uma melhor perceção do impacto das paredes no dimensionamento estrutural

de um edifício betão armado, admitiu-se a hipótese de realizar o dimensionamento dos muros num cálculo à parte, não sendo realizada nesta dissertação. No entanto, no que concerne à rigidez da estrutura, efetuou-se a modelação dos mesmos.

Além das cargas elencadas na Tabela 5.3 existe também o impulso de terras que é suportado pelas paredes de contenção da cave. Estas paredes são constituídas por betão armado até à altura das terras de suporte e por alvenaria de tijolo, como se apresenta na Figura 5.6.

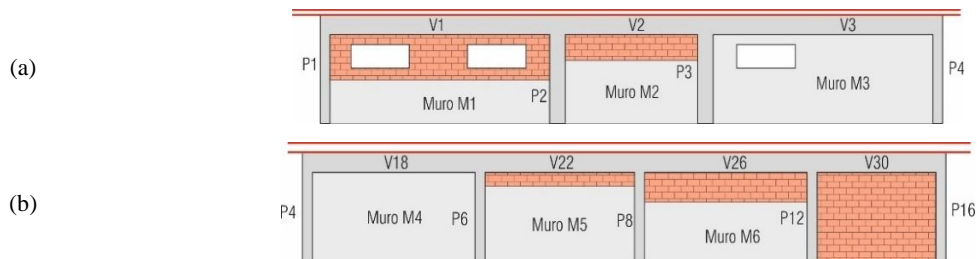


Figura 5.6 – Alçados das paredes de contenção da cave: (a) frontal; (b) lateral direito.

### 5.2.2 Ações Variáveis (SC e E)

São consideradas ações variáveis aquelas que variam, significativamente, ao longo do tempo de vida útil da construção. No caso em estudo apenas são consideradas as sobrecargas (SC) e a ação sísmica (E).

#### Sobrecarga (SC)

Para a definição da sobrecarga é necessário enquadrar o edifício numa categoria e pelo EC1, segundo o quadro 6.1, o edifício pertence à categoria A, como indicado na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Categorias de utilização

Categoria	Utilização Específica	Exemplos
A	Atividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação, quartos e enfermarias de hospital, quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.

Segundo esta categoria, para pavimentos, obtém-se uma sobrecarga de 2,0 kN/m<sup>2</sup> através do quadro 6.2 do EC1. Na Tabela 5.5 apresenta-se as sobrecargas e os respetivos coeficientes ( $\psi$ ) (NP EN 1991-1):

Tabela 5.5 - Sobrecargas e respetivos coeficientes

Sobrecargas	Categoria	Valor [kN/m <sup>2</sup> ]	Coeficientes		
			$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Pisos	A	2,0	0,7	0,5	0,3
Cobertura não acessível	H	0,4	0	0	0

#### Ação sísmica (E)

No decorrer de um sismo, devido a movimentos das placas tectónicas, ocorrem vibrações no solo, que por sua vez, são transmitidas às estruturas, podendo levá-las ao colapso. Assim, na ocorrência de um sismo a estrutura deve estar projetada para se manter operacional, ou seja, para que os danos sejam limitados e, principalmente, para que não seja colocada em risco a vida humana. Deste modo a ação sísmica é condicionante para o dimensionamento da estrutura deste edifício de estrutura de betão armado.

Para garantir o cumprimento dos princípios supramencionados é necessário assegurar os seguintes requisitos (NP EN 1998-1):

- Requisito de não ocorrência de colapso.

- Requisito de limitação de danos.

Relativamente ao primeiro requisito, este tem o objetivo que o edifício resista à ação sísmica de cálculo mantendo a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual, onde a ação sísmica associada tem uma probabilidade de excedência de referência,  $P_{NCR}$ , de 10% em 50 anos, ou a um período de retorno de referência,  $T_{NCR}$ , de 475 anos.

O segundo requisito é obedecido quando a estrutura é sujeita a uma ação sísmica cuja probabilidade é maior que a ação de cálculo, não ocorrendo danos estruturais, onde a ação tem uma probabilidade de excedência,  $P_{DLR}$ , de 10% em 10 anos e um período de retorno,  $T_{DLR}$ , de 95 anos.

Seguem-se os vários fatores a ter em consideração para caracterização da ação sísmica:

- Tipo de ação sísmica;
- Zoneamento
- Classe de importância

Na NP EN 1998-1:2010 são designados dois tipos distintos de ação sísmica com distâncias focais, magnitudes e durações diferentes: a Ação do Tipo 1 e a ação do Tipo 2. Estas Ações Sísmicas são definidas de forma probabilística com base nas zonas sismogênicas e utilizadas no dimensionamento de estruturas em Portugal.

### **Tipo de ação sísmica**

A ação sísmica do tipo 1 está associada a sismos com epicentro na falha que separa as placas tectónicas africana e europeia, com elevada magnitude, maior duração, grande distância focal e frequências baixas, são considerados sismos “afastados”.

Por outro lado, a ação sísmica do tipo 2 está associada a sismos com magnitude moderada, menor duração, pequena distância focal, elevadas frequências, e com epicentro em território nacional, sendo denominados de sismos “próximos”. Quanto às Regiões Autónomas, o regulamento define que seja considerada apenas a ação sísmica do tipo 1 para o Arquipélago da Madeira, e a ação sísmica do tipo 2 para o Arquipélago dos Açores.

### **Zonamento**

A estrutura a modelar localiza-se em Lisboa, no território continental de Portugal, pelo que se terá de usar ambas as ações sísmicas. Na Figura 5.7 apresenta-se a delimitação do território nacional segundo o Anexo Nacional do EC8, segundo o tipo de ação sísmica.

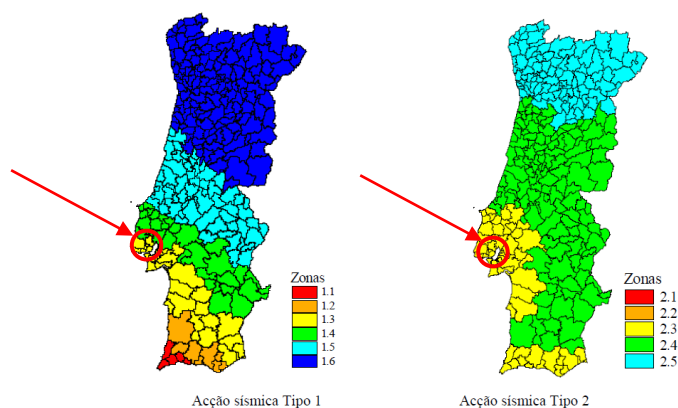


Figura 5.7 - Zonamento Sísmico em Portugal Continental

A partir da figura acima é possível identificar-se que o edifício a modelar encontra-se na zona 1.3 para a ação sísmica tipo I e na zona 2.3 para a ação sísmica tipo II.

### **Classe de importância**

Na Tabela 4.4 encontra-se assinalada a negrito a classificação à qual pertence a estrutura a modelar, classe de importância II. A este conceito, de classe de importância, estão subjacentes uma ação sísmica diferenciada e um respetivo período de retorno. Neste caso, classe tipo II, o EC8 considera um período

de retorno de 475 anos. Segundo a classe do edifício adota-se o respetivo coeficiente de importância, ( $\gamma_1$ ), que se encontram na tabela NA.II do EC8 e que se transcreve para a Tabela 5.6.

Tabela 5.6 - Coeficientes de importância  $\gamma_1$

Classe de Importância	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2
I	0,65	0,75
<b>II</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>
III	1,45	1,25
IV	1,95	1,50

O coeficiente de importância ( $\gamma_1$ ) encontra-se assinalado a negrito, tomando o valor de 1 para ambos os tipos de ação sísmica. Através deste coeficiente é possível obter a aceleração ( $a_g$ ) na superfície de um terreno do tipo A, sendo dada pela seguinte fórmula:

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} \quad (5.1)$$

Devido à falta de informação sobre o terreno sobre o qual a estrutura é construída assumiu-se um terreno tipo A, sendo descrito como rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície.

A ação sísmica é traduzida por espectros de resposta elásticos de aceleração que representam a componente horizontal do movimento do solo.

O espectro de resposta elástica,  $S_e(T)$ , é definido pelo EC8 segundo as expressões apresentadas no Anexo III.

Através das expressões do EC8, com recurso a uma rotina gerada no *software MatLab*, geraram-se duas listagens de valores correspondentes à ação sísmica tipo 1 e tipo 2, a partir das quais se obtiveram os espectros de resposta elásticos (*vide* Figura 5.8 e Figura 5.9).

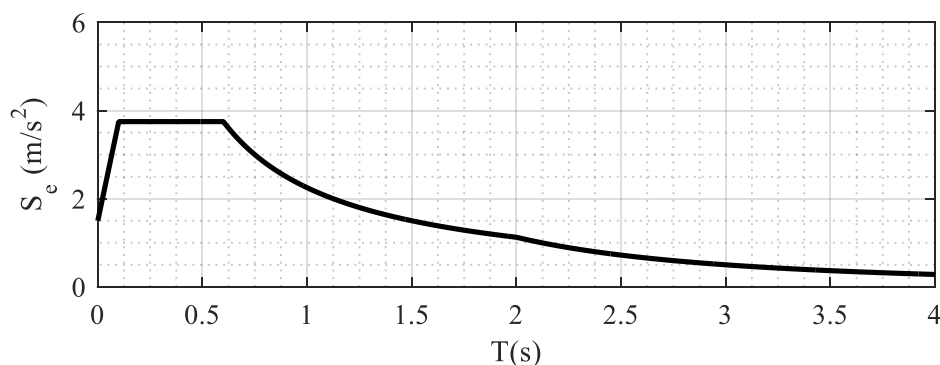


Figura 5.8 - Espectro de resposta elástica do Tipo 1

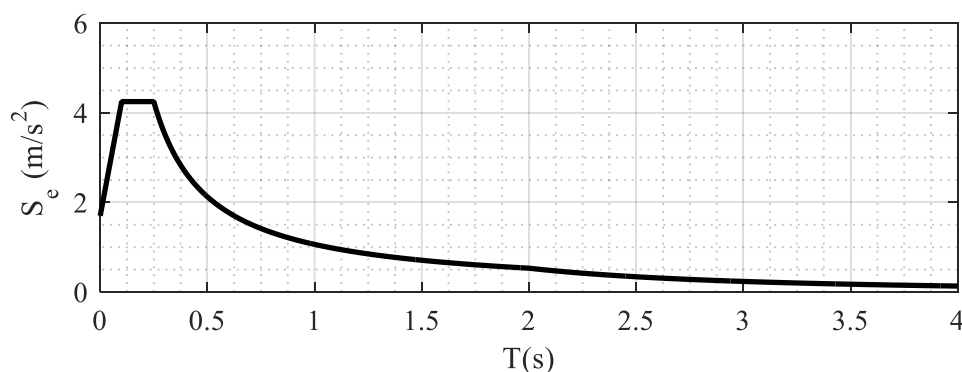


Figura 5.9 - Espectro de resposta elástica do Tipo 2

### 5.2.3 Combinações de ações

No dimensionamento da estrutura do edifício recorrer-se-á às combinações de ações recomendadas no EC0, de forma a verificar a segurança em relação aos Estados Limites Últimos. O valor recomendado no EC0<sup>49</sup>, para as categorias A<sup>50</sup> e B<sup>51</sup>, o ( $\Psi_2$ ) é de 0.3.

Nos Estados Limites Últimos os valores característicos das ações são afetados por um coeficiente parcial de segurança, que depende do tipo de ação, favorável ou desfavorável, ou das situações de projeto. Esses coeficientes, para situações de projeto persistente e transitória, têm um valor de 1.35 para ações permanentes desfavoráveis e de 1.5 para ações variáveis e também desfavoráveis. Para situações de projeto acidentais e sísmicas os coeficientes parciais de segurança são iguais a 1.

Tabela 5.7 – Coeficientes para as combinações de Ações

		Coeficientes					E.L. Serviço
		Fundações	Sismo1+	Sismo1-	Sismo2+	Sismo2-	
Ações	PP	1,35	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	RCP	1,35	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	SC	1,5	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
	Sismo1	0	1,0	1,0	1,0	1,0	0
	Sismo2	0	0	0	0	0	0
	TA1 <sup>52</sup>	0	1,0	-1,0	0	0	0
TA2	0	0	0	1,0	-1,0	0	

De modo que a estrutura tenha a capacidade de resistir a estas ações é necessário que consiga resistir, não só a cada uma delas separadamente, como também, a uma combinação. As combinações de ações consideradas na análise da estrutura em estudo são (NP EN 1990):

ELU – Combinação fundamental (art.º 6.4.3.2 – EC0)

ELU – Combinação para a situação de projeto sísmica (art.º 6.4.3.4 – EC0)

ELS – Combinação característica (art.º 6.5.3 (a) – EC0)

ELS – Combinação frequente (art.º 6.5.3 (b) – EC0)

ELS – Combinação quase-permanente (art.º 6.5.3 (c) – EC0)

#### Combinação direcional

A componente da ação sísmica é constituída pelo sismo, com uma componente segundo a direção x, e outra componente segundo a direção y, e ainda por um momento torsor. A metodologia adotada para a consideração das duas componentes da ação sísmica, em simultâneo, assume a totalidade da ação numa direção e 30% da ação na direção perpendicular.

Utilizou-se a regra do SRSS (Square Root of the Sums of the Squares) obtendo-se a resposta, considerando a contribuição do sismo em cada direção, a partir da ponderação quadrática das respostas em cada modo de vibração, onde é considerado um valor resultante da ação sísmica, dado pela raiz da soma dos quadrados de cada uma das direções.

Durante a ocorrência de um sismo os valores máximos do efeito da ação sísmica são ( $E_x$ ) e ( $E_y$ ). No entanto, esses valores máximos não ocorrem em simultaneidade.

Como tal, apresentam-se duas metodologias recomendadas pelo EC8:

- 1- Pela Cl. 4.3.5.1(2) b), a combinação SRSS (Square Root of Sum os Squares). Trata-se de uma combinação dos valores máximos dos efeitos da ação sísmica na estrutura, relativos às duas componentes horizontais ( $E_x$  e  $E_y$ ), determinada pela expressão:

$$E_E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2} \quad (5.2)$$

<sup>49</sup> Página 47 do EC0.

<sup>50</sup> Categoria A corresponde a zonas de habitação.

<sup>51</sup> Categoria B corresponde a zonas de escritório.

<sup>52</sup> Torção Acidental



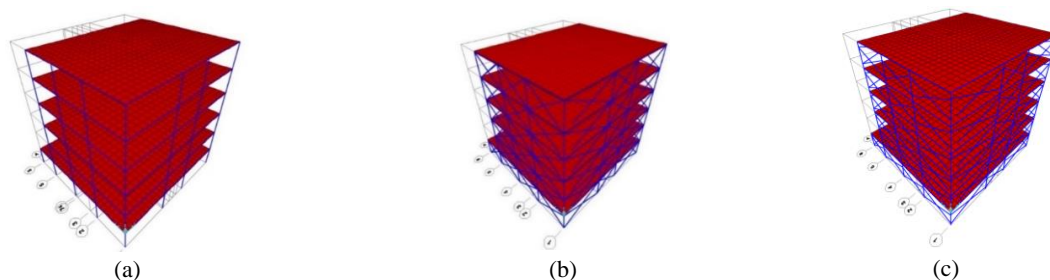


Figura 5.11 – Estrutura modelada em SAP2000:(a) MSB;(b) MCBG;(c) MCBL.

### 5.3.1 Modelação de cálculo sem a rigidez das paredes de alvenaria

Neste primeiro modelo, representado na Figura 5.11 (a), relativamente às paredes de alvenaria de tijolo, periféricas e divisórias, apenas se considerou as suas massas.

#### **Vigas e pilares**

A realização da modelação dos pilares e das vigas foi executada através de elementos de barra (*frame*), sendo que estas apresentam seis graus de liberdade, três de translação e três de rotação.

#### **Lajes**

Na modelação das lajes vigadas maciças de betão armado, de espessura de 18 cm, admitiu-se uma discretização de 0,8 m × 0,8 m e utilizaram-se elementos de casca (*Shell*) com a opção *thick*<sup>54</sup>.

Segundo a Cl.4.3.1 (4) do EC8, as lajes dos pisos foram modeladas como diafragmas rígidos<sup>55</sup>, integrando um sistema resistente às cargas verticais e horizontais.

#### **Paredes núcleo de escadas**

A modelação das paredes do núcleo das escadas foi realizada com elementos de casca a partir do comando *Shell*.

#### **Fundações**

Na ausência de informação geotécnica e geológica<sup>56</sup>, sobre o terreno de fundação, considerou-se que as condições de apoio tratam-se de encastramentos perfeitos, bloqueando a translação e a rotação nos dois eixos principais e a rotação no eixo z, na base dos pilares e das paredes.

### 5.3.2 Modelação de cálculo considerando a rigidez das paredes de alvenaria

Para a modelação adotou-se a metodologia das duplas bielas equivalentes cujos resultados das características das bielas se apresentam no Anexo II.

#### **Modelo para a simulação dos efeitos globais**

Nesta modelação, representada na Figura 5.11 (b), acrescentam-se as bielas que simulam os efeitos globais provocados pelas paredes periféricas, de alvenaria de tijolo, na estrutura. Estas bielas são realizadas através de elementos barra (*frame*), com uma espessura de 35 cm nas paredes das fachadas principal e de tardoz, e uma espessura de 30 cm nas paredes das fachadas laterais.

#### **Modelo para a simulação dos efeitos locais**

Nesta modelação as bielas são caracterizadas pela largura e pelo comprimento ( $l_c$ ), de modo a que simulem os efeitos locais provocados pelas paredes periféricas na estrutura.

<sup>54</sup> Que representa as lajes espessas e contempla o efeito do esforço transversal.

<sup>55</sup> Pisos rígidos indeformáveis no seu plano.

<sup>56</sup> Numa situação real as condições de apoio tinham de ser averiguadas e caso necessário recalculadas de acordo com as informações obtidas a partir de ensaios geotécnicos e informações geológicas sobre o terreno de implantação da estrutura.

### 5.3.3 Hipóteses admitidas para a realização da modelação

Na realização dos modelos 3D, com e sem bielas, foram admitidas as seguintes hipóteses:

- Admitiu-se que os apoios da estrutura estão perfeitamente encastrados no terreno de fundação, tendo-se considerado que o terreno de fundação é muito bom (terreno tipo A, segundo a classificação do EC8);
- Uma vez que os modelos são realizados segundo as linhas médias dos elementos, então é necessário ter em consideração a espessura dos elementos (como as vigas) na realização das bielas que simulam as paredes de alvenaria que estão dentro das condições para a aplicação deste método (3.2);
- O eixo das vigas foi posicionado de modo a coincidir com o nível do piso, no entanto, na realidade, a face superior da viga é que coincide com o nível superior, existindo assim uma excentricidade que não é contabilizada nos esforços obtidos.
- Elementos estruturais com metade da rigidez:
  - Segundo as cláusulas 4.3.1(6) e 4.3.1 (7) do EC8, à falta de uma análise rigorosa, pode-se considerar o efeito da fendilhação, devido à ocorrência de um sismo, reduzindo-se para metade a rigidez elástica à flexão nos elementos de betão armado, uma vez que a rigidez dos elementos estruturais fendilhados apresentam uma rigidez inferior à que apresentariam caso não fossem sujeitos a esforços sísmicos;
- Rigidez das vigas multiplicadas por 1,5:
  - Para aumentar a rigidez de um material existem duas hipóteses, ou se aumenta a sua inércia ou se aumenta o seu módulo de elasticidade. Assim, optou-se pelo aumento da inércia, de modo a ter em conta o fato das vigas serem em “T” e não serem retangulares (como foram modeladas) multiplicando-se a inércia destas por 1,5, ou seja, existe um aumento da inércia da seção em torno de  $y$ , de 1,5 vezes (Teorema de Lagrange-Steiner), considerando-se a contribuição das lajes para o aumento de rigidez à flexão das vigas;
- As plantas de arquitetura não fornecem a localização exata das paredes interiores. Assim, numa primeira abordagem, considera-se que a laje tem capacidade de redistribuição de esforços, suportando as paredes interiores, sob a forma de carga uniformemente distribuída pela área da laje.
- Atendendo a que o centro de rigidez se localiza numa zona sem elementos modelados, e para que fosse possível aplicar forças e momentos, criaram-se elementos rígidos, ligados à laje, com uma inércia de  $1000000 \text{ m}^4$ , de modo a que exista uma transmissão eficaz dos esforços ao modelo gerado.

## 5.4 Análise da regularidade estrutural e classificação do sistema estrutural

### 5.4.1 Regularidade em planta e em planta

No Anexo III apresenta-se o estudo pormenorizado dos critérios de regularidade em planta e em altura, onde se conclui que a estrutura do edifício é regular, tanto em planta, como em altura, uma vez que cumpre todas as condições do EC8 elencadas no referido Anexo.

### 5.4.2 Classificação do sistema estrutural

Para realizar a classificação do sistema estrutural do edifício em estudo consideraram-se duas possíveis classificações:



1. Sistema de paredes<sup>57</sup>;
2. Sistema de paredes e torsionalmente flexível<sup>58</sup>.

Assim, primeiramente, fez-se uma análise da resistência da estrutura do edifício às solicitações sísmicas. Nesta análise, no modelo de cálculo, aplica-se uma força horizontal de 1000 kN, em ambas as direções ortogonais, X e Y, no centro de rigidez, do piso acima da cave rígida, ou seja, do R/C para cima, de modo a avaliar a força de corte basal do edifício em ambas as direções.

Realizando o quociente entre o somatório dos valores das reações de todas as paredes de betão armado da estrutura (paredes do núcleo de escadas), em cada direção, e o valor da força aplicada de 1000 kN, calcula-se a percentagem correspondente à resistência. Apresentam-se, na Tabela 5.8, os valores da resistência das paredes à força de corte basal.

Tabela 5.8 –Valores da resistência das paredes à força de corte basal

Paredes	$V_x$ [kN]	$V_y$ [kN]
$\Sigma$	965,49	993,71
%	96,55%	99,37%

Neste caso, é possível constatar, pela última linha da Tabela 5.8, que as paredes garantem em aproximadamente, em ( $V_x$ ) e ( $V_y$ ), respetivamente, 96,55% e 99,37% a resistência do edifício.

Após esta análise confrontaram-se e avaliaram-se as condições necessárias para um sistema ser classificado como torsionalmente flexível. Segundo Faradis, quando o primeiro modo é um modo de torção leva a um comportamento com muitas incertezas associadas, devido à dificuldade em se prever o “caminho das cargas”. No entanto, o EC8 refere que para se ser classificado enquanto sistema torsionalmente flexível o sistema tem de cumprir os seguintes requisitos:

- Não verificar a expressão (8.13);
- Não abranger os sistemas com várias paredes muito perfuradas<sup>59</sup> em torno de instalações verticais.

Porém, a expressão (8.13) foi verificada e as fachadas principais e de tardoz têm várias aberturas. Além disso, admitiu-se que este edifício está inserido num quarteirão, entre dois edifícios com a mesma altura, o que quer dizer que na ocorrência de um sismo o edifício estaria impedido de “torcer”.

Assim, foi possível concluir que o sistema estrutural é um sistema de paredes, uma vez que a resistência deste sistema é fundamentalmente assegurada por paredes estruturais cuja resistência de corte basal é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema.

#### 5.4.3 Coeficiente de comportamento ( $q$ )

Para a quantificação do coeficiente de comportamento ( $q$ ) é necessário definir a classe de ductilidade e o sistema estrutural. Admitiu-se que esta estrutura é de classe de ductilidade média (DCM) e como determinado em 5.4.2, o sistema estrutural do edifício em estudo é um sistema de paredes.

No Anexo III apresentam-se os cálculos realizados para a obtenção do valor do coeficiente de comportamento ( $q$ ), onde se conclui que o valor deste é de 3,9.

Este coeficiente de comportamento tem impacto direto nos espectros de aceleração de cálculo, como é possível verificar pelas expressões (4.11), (4.12), (4.13) e (4.14).

<sup>57</sup> Sistema de paredes: sistema estrutural cuja resistência é, fundamentalmente, assegurada por paredes estruturais, ou seja, a resistência de corte basal é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema.

<sup>58</sup> Sistema torsionalmente flexível: sistema misto ou sistema de paredes que não tem a rigidez à torção mínima, ou seja, não verifica a expressão (8.13).

<sup>59</sup> Não se encontrou uma noção clara sobre paredes muito perfuradas no EC8.

## 5.5 Análise estrutural

Segundo a Cl. 4.3.3.1(3) do EC8 parte 1, em função das características estruturais do edifício, podem realizar-se um dos dois tipos de análise elástica linear:

- Método de análise por forças laterais – método aplicado a edifícios que satisfaçam as condições da Cl. 4.3.3.2 do EC8 e explanadas em 5.5.2;
  - Análise modal por espectro de resposta – método que se aplica a todas as tipologias de edifícios.
- Porém, de acordo com a Cl. 4.3.3.1(2)P do EC8, o método recomendado para análise linear é o método da análise modal por espectro de resposta.

### 5.5.1 Análise modal por espectro de resposta

Para o edifício em estudo faz-se, primeiramente, uma análise modal por espectro de resposta, onde se têm em consideração as respostas dos modos de vibração com um impacto mais significativo para a resposta global da estrutura.

Este método baseia-se na utilização de um modelo linear que recorre a espectros de resposta de cálculo para cada tipo de sismo definidos através das expressões (4.11), (4.12), (4.13) e (4.14), envolvendo o cálculo por modos de vibração combinados.

Para avaliar esse impacto é necessário verificar uma das seguintes condições:

- A soma das massas totais efetivas tidas em consideração na análise modal têm que constituir mais de 90% da massa total da estrutura;
  - Todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total são considerados.
- Nesta análise são considerados os modos de vibração cuja soma corresponde a uma participação modal superior a 90% da massa total da estrutura. Assim, após a modelação da estrutura, no SAP2000, obtêm-se os modos naturais de vibração, com as respetivas massas sísmicas, cujos valores se apresentam na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Fatores de participação da massa para os 38 primeiros modos de vibração

Modo	Período (s)	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	Σ Ux (%)	Σ Uy (%)	Σ Rz (%)
1	0,852	15,69%	0,00%	<b>62,59%</b>	15,69%	0,00%	62,59%
2	0,62	0,00%	<b>69,79%</b>	0,00%	15,69%	69,79%	62,59%
3	0,483	<b>54,07%</b>	0,00%	14,43%	69,76%	69,79%	77,02%
4	0,275	2,68%	0,00%	9,15%	69,76%	69,79%	86,17%
5	0,167	0,00%	18,25%	0,00%	69,76%	88,04%	86,17%
6	0,164	0,62%	0,00%	7,83%	69,76%	88,04%	<b>94,00%</b>
7	0,143	12,37%	0,00%	0,63%	82,13%	88,04%	94,00%
8	0,136	0,00%	0,04%	0,00%	82,13%	88,04%	94,00%
9	0,13	2,83%	0,00%	1,08%	82,13%	88,04%	94,00%
10	0,127	0,00%	0,15%	0,00%	82,13%	88,04%	94,00%
11	0,125	4,69%	0,00%	0,53%	82,13%	88,04%	94,00%
12	0,119	0,45%	0,00%	2,12%	82,13%	88,04%	94,00%
13	0,108	0,00%	0,00%	0,00%	82,13%	88,04%	94,00%
14	0,106	0,01%	0,00%	0,01%	82,13%	88,04%	94,00%
15	0,106	0,00%	0,00%	0,00%	82,13%	88,04%	94,00%
16	0,105	0,00%	0,00%	0,05%	82,13%	88,04%	94,00%
17	0,104	0,00%	0,01%	0,00%	82,13%	88,04%	94,00%
18	0,104	0,28%	0,00%	0,15%	82,13%	88,04%	94,00%
19	0,104	0,00%	0,00%	0,00%	82,13%	88,04%	94,00%
20	0,103	0,00%	0,01%	0,00%	82,13%	88,04%	94,00%
21	0,102	0,50%	0,00%	0,00%	82,13%	88,04%	94,00%
22	0,102	0,00%	0,00%	0,00%	82,13%	88,04%	94,00%
23	0,101	0,01%	0,00%	0,04%	82,13%	88,04%	94,00%
24	0,101	0,00%	0,00%	0,00%	82,13%	88,04%	94,00%
25	0,101	0,04%	0,00%	0,21%	82,13%	88,04%	94,00%
26	0,1	0,00%	0,00%	0,00%	82,13%	88,04%	94,00%
27	0,1	0,03%	0,00%	0,00%	82,13%	88,04%	94,00%
28	0,1	0,00%	0,01%	0,00%	82,13%	88,04%	94,00%
29	0,099	0,01%	0,00%	0,00%	82,13%	88,04%	94,00%
30	0,098	0,00%	0,00%	0,00%	82,13%	88,04%	94,00%

31	0,098	0,00%	0,00%	0,12%	82,13%	88,04%	94,00%
32	0,098	0,01%	0,00%	0,23%	82,13%	88,04%	94,00%
33	0,096	0,01%	0,00%	0,31%	82,13%	88,04%	94,00%
34	0,094	0,00%	0,07%	0,00%	82,13%	88,04%	94,00%
35	0,093	0,00%	0,00%	0,08%	82,13%	88,04%	94,00%
36	0,088	0,00%	0,09%	0,00%	82,13%	88,04%	94,00%
37	0,087	0,15%	0,00%	0,19%	82,13%	88,04%	94,00%
38	0,085	0,00%	6,55%	0,00%	<b>82,13%</b>	<b>94,59%</b>	94,00%

Como as condições relativas à massa movida não se verificam no caso  $\sum U_x$ , então segundo a Cl. 4.3.3.3.1(5) do EC8, deve considerar-se um número mínimo de modos de vibração, que de acordo com os cálculos apresentados no Anexo IV, conclui-se que são necessários a ter em consideração, 9 modos de vibração, no mínimo.

Verifica-se que são necessários 38 modos de vibração para mobilizar mais de 90% da massa no  $\sum U_y$ . Na Figura 5.12 apresentam-se as 3 configurações com maior participação modal, onde o primeiro modo de vibração, representado na Figura 5.12 (a), corresponde à torção, o segundo modo de vibração, representado na Figura 5.12 (b), corresponde à translação segundo y e o terceiro modo de vibração representado na Figura 5.12 (c), corresponde à translação segundo x.

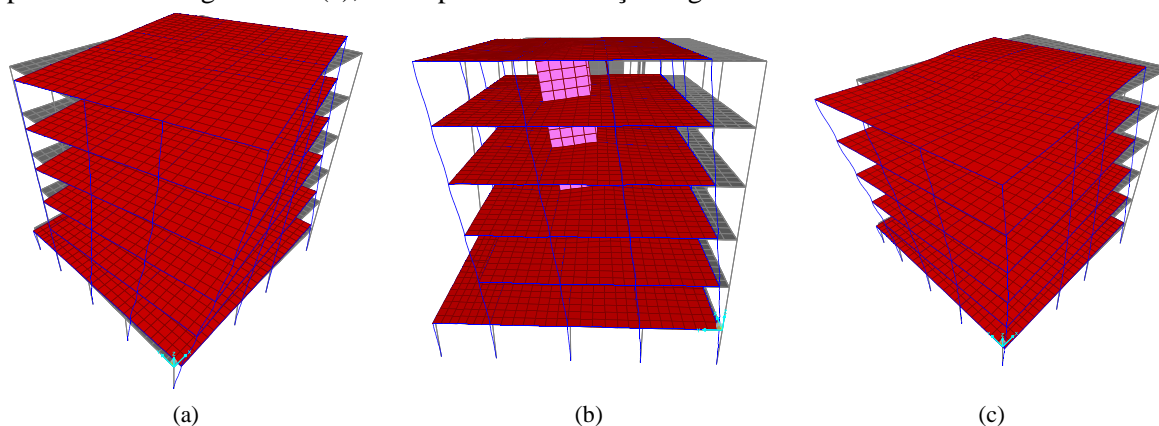


Figura 5.12 – Modos de vibração do modelo sem bielas:(a)1º modo; (b) 2º modo; (c) 3º modo.

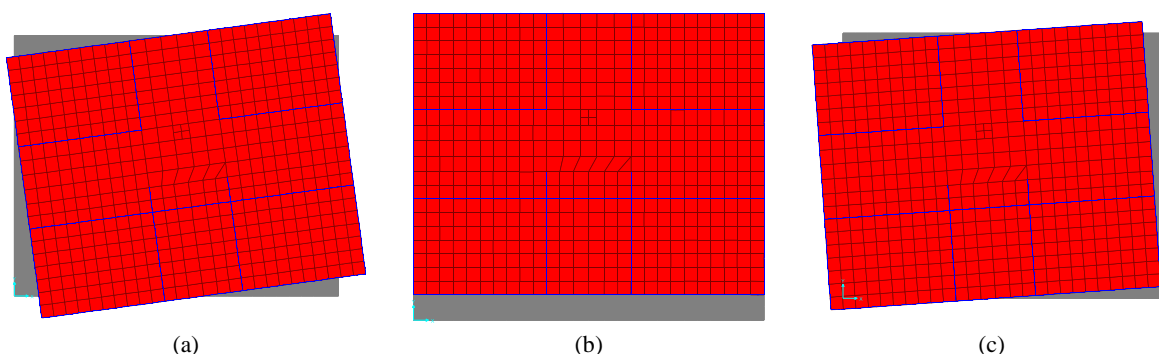


Figura 5.13 – Modos de vibração do modelo sem bielas em planta:(a)1º modo; (b) 2º modo; (c) 3º modo.

Este tipo de análise foi também realizado para o modelo com bielas (ver Anexo IV), onde se obtiveram as três configurações com maior participação modal, presentes na Figura 5.14, cujo primeiro modo de vibração, representado na Figura 5.14 (a), corresponde à torção, o segundo modo de vibração, representado na Figura 5.14 (b), corresponde à translação segundo y e o terceiro modo de vibração, representado na Figura 5.14 (c), corresponde à translação segundo x.

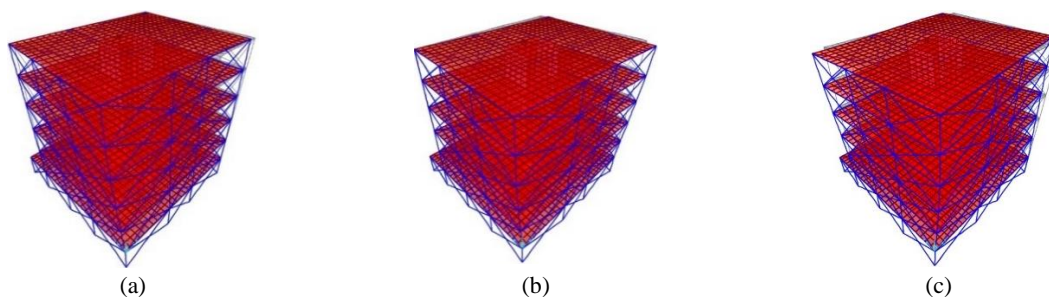


Figura 5.14 – Modos de vibração do modelo com bielas: (a) 1º modo; (b) 2º modo; (c) 3º modo.

No entanto, neste caso, no modelo com bielas, verifica-se que são necessários 52 modos de vibração para mobilizar mais de 90% da massa, uma vez as primeiras massas a serem “mais movidas” são as das bielas, tal como acontece na realidade.

Após essa análise e atendendo às equações (4.11) a (4.14), referidas anteriormente, realizaram-se os espectros de cálculo para a ação do sismo 1 e 2 (ver Figura 5.15 e Figura 5.16, respetivamente), através de uma rotina, desenvolvida em MATLAB.

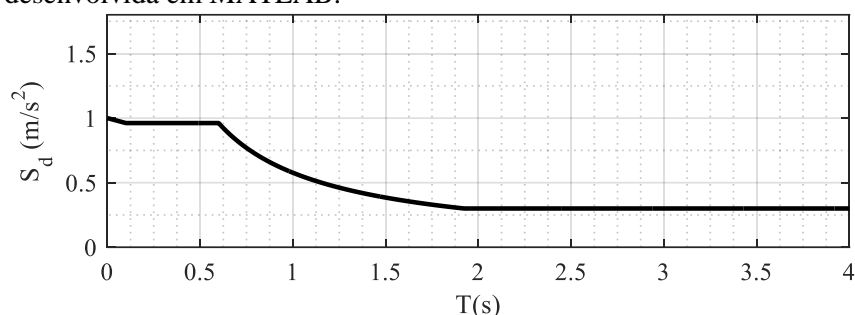


Figura 5.15 – Espectro de resposta de cálculo da ação sísmica do tipo 1

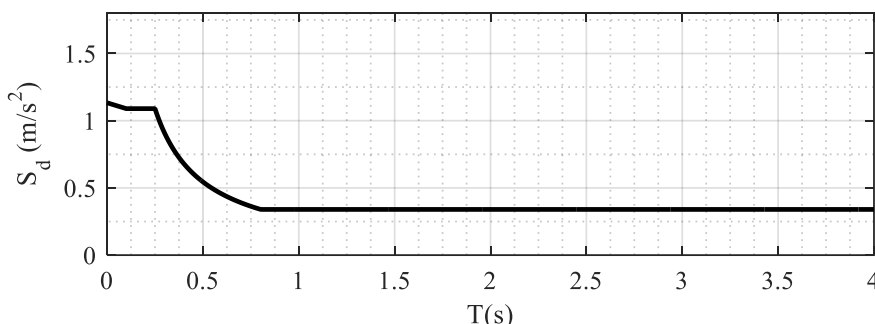


Figura 5.16 – Espectro de resposta de cálculo da ação sísmica do tipo 2

A partir dos espectros de resposta de cálculo, presentes na Figura 5.15 e na Figura 5.16, retiram-se as acelerações espectrais referentes aos três períodos com maior participação modal, ver Tabela 5.10.

Tabela 5.10 – Acelerações correspondentes aos períodos dos 3 modos principais

	Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	S <sub>d</sub> Tipo 1 (m/s <sup>2</sup> )	S <sub>d</sub> Tipo 2 (m/s <sup>2</sup> )
Sem bielas	1	1,174	0,852	0,679	0,340
	2	1,612	0,620	0,931	0,439
	3	2,071	0,483	0,962	0,568
Com bielas	1	1,792	0,558	0,962	0,487
	2	1,832	0,546	0,962	0,495
	3	2,373	0,421	0,962	0,649
Rácio (%)	1	66%	153%	71%	70%
	2	88%	114%	97%	89%
	3	87%	115%	100%	87%

Na Tabela 5.10. é possível constatar que as acelerações referentes à ação sísmica do tipo 1 são superiores às acelerações da ação sísmica do Tipo 2, ou seja, a ação sísmica do tipo 1 é a mais penalizante,

provocando maiores esforços e maiores deslocamentos que a ação sísmica do tipo 2. É notório um incremento das frequências, o que se traduz numa diminuição do período e por sua vez, corresponde a uma maior aceleração de cálculo ( $S_d$ ). Em seguida, realizou-se uma comparação entre os valores de acelerações espectrais, relativas ao espectro de cálculo, para o sismo tipo 1 para o sismo tipo 2, para o modelo sem bielas e para o modelo com bielas, como se representa na Figura 5.17 e na Figura 5.18.

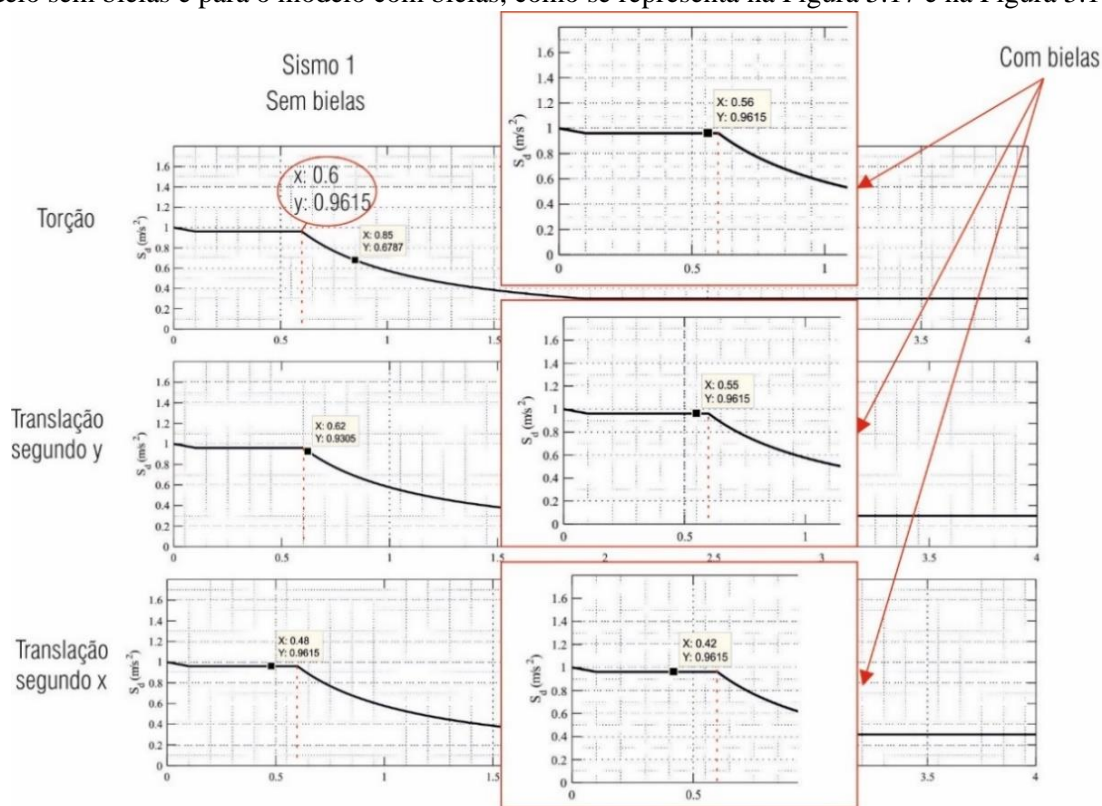


Figura 5.17 – Comparação das acelerações espectrais da ação sísmica do tipo 1 para os dois modelos de cálculo

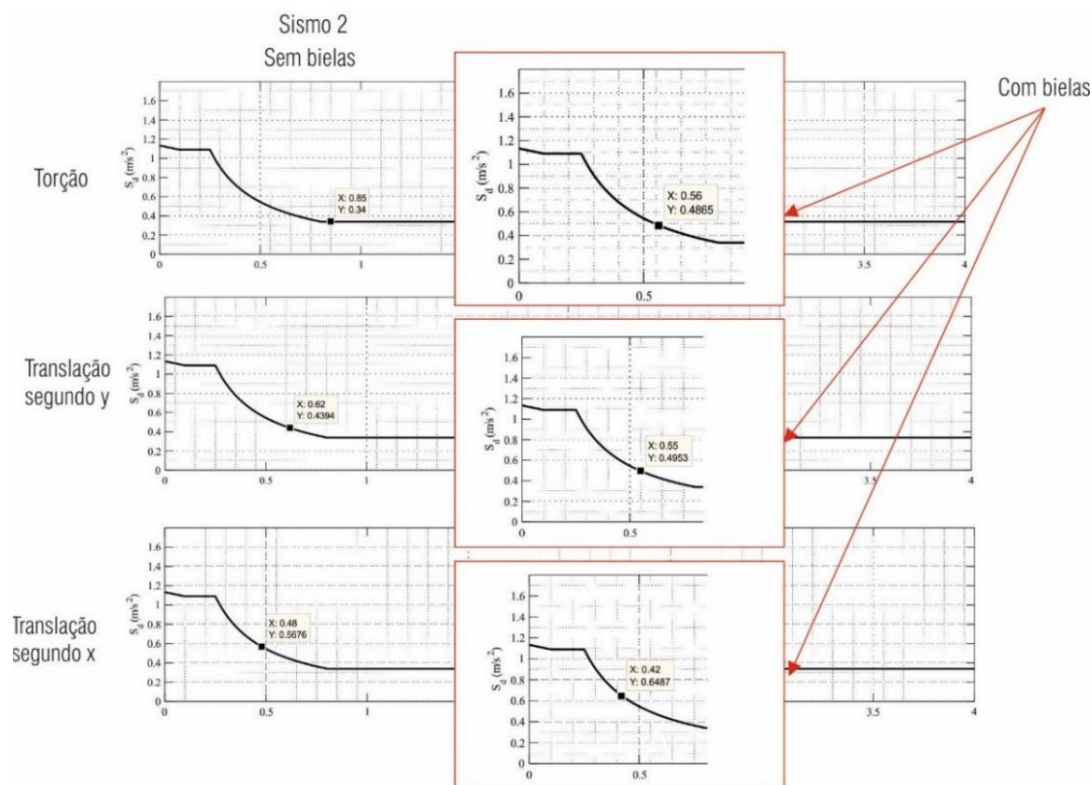


Figura 5.18 – Comparação das acelerações espectrais da ação sísmica do tipo 2 para os dois modelos de cálculo

## 5.5.2 Método de análise por forças laterais

### Generalidades

Para se poder optar pela metodologia de cálculo, para os efeitos acidentais, primeiramente tem de se aferir se é possível utilizar o método de análise por forças laterais, para isso é preciso validar as duas condições presentes em (5.5), cujas verificações se apresentam na Tabela 5.11.

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 \leq \begin{cases} 4 \times T_c \\ 2s \end{cases} \\ \text{Satisfazem os critérios de regularidade em altura} \end{array} \right. \quad (5.5)$$

Tabela 5.11 – Verificações para o método de análise por forças laterais

Análise das forças laterais					
Ação Sísmica	Direção	T <sub>1</sub> [s]	T <sub>c</sub> [s]	T <sub>1</sub> ≤ 4.T <sub>c</sub>	T <sub>1</sub> ≤ 2 s
Tipo 1	X	0,48	0,6	Satisfaz	Satisfaz
	Y	0,62	0,6	Satisfaz	Satisfaz
Tipo 2	X	0,48	0,25	Satisfaz	Satisfaz
	Y	0,62	0,25	Satisfaz	Satisfaz

Anteriormente verificou-se a satisfação dos critérios de regularidade em altura e na Tabela 5.11 apresentam-se as verificações, satisfeitas, relativas à primeira condição de (5.5), nas direções X e Y para o sismo 1 e para o sismo 2.

### Efeitos acidentais de torção

Para a consideração da incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico o centro de massa calculado em cada piso, para cada direção, foi deslocado em relação à sua posição nominal, de uma excentricidade acidental, cuja formulação se apresenta no Anexo IV.

### Força de corte na base

No Anexo IV apresenta-se a formulação utilizada para a obtenção da força de corte sísmica na base (F<sub>b</sub>). No cálculo da força de corte basal (F<sub>b</sub>) para os sismos dos dois tipos (ver Tabela 5.12), verifica-se um maior impacto no sismo 1.

Tabela 5.12 – Forças de corte basal para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2

Modelo	Forças de corte basal									Comparações	
	Ação Sísmica	Direção	T <sub>1</sub> [s]	T <sub>c</sub> [s]	S <sub>d</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	2.T <sub>c</sub> [s]	λ	m [ton]	F <sub>b</sub> [kN]		
Sem bielas	Tipo 1	X	0,483	0,6	0,9615	1,2	0,85	1293,31	<b>1056,99</b>	100,00%	Rácio (%)
		Y	0,620	0,6	0,9305	1,2	0,85		<b>1022,91</b>	96,78%	
	Tipo 2	X	0,483	0,25	0,5676	0,5	0,85		623,97	87,50%	F <sub>b sem bielas</sub>
		Y	0,620	0,25	0,4394	0,5	1		568,28	88,71%	F <sub>b com bielas</sub>
Com bielas	Tipo 1	X	0,421	0,6	0,9615	1,2	0,85	1293,31	<b>1056,99</b>	0,00	Aumento de esforço [kN]
		Y	0,546	0,6	0,9615	1,2	0,85		<b>1056,99</b>	34,08	
	Tipo 2	X	0,421	0,25	0,6487	0,5	0,85		713,12	89,15	
		Y	0,546	0,25	0,4953	0,5	1		640,58	72,30	

Verifica-se, na Tabela 5.12, que as forças de corte basal (F<sub>b</sub>) são superiores para a ação sísmica tipo 1 (valores assinalados a negrito), em ambas as direções, X e Y, e em ambos os modelos, sem bielas e com bielas. É notório um aumento da força de corte basal (F<sub>b</sub>) entre o modelo sem bielas e o modelo com bielas, (ver penúltima coluna da Tabela 5.12), com exceção dos valores correspondentes ao sismo tipo 1 na direção X. Existindo uma discrepância máxima, entre os valores de forças de corte basal, de 89,15 kN para o sismo tipo 2 na direção X. No entanto, a ação sísmica condicionante é o sismo tipo 1, cuja

discrepância na direção Y. entre os dois modelos é de 34,08 kN. Este aumento deve-se ao incremento das acelerações ( $S_d$ ), retiradas do espectro de cálculo.

### Distribuição das forças sísmicas horizontais

Os resultados das massas ( $m_i$ ) e alturas ( $z_i$ ) e o produto destas ( $m_i z_i$ ) para o edifício em estudo encontram-se na Tabela 2, no Anexo IV.

Tabela 5.13 – Distribuição de forças para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2: Modelo sem bielas

Distribuição das forças								
Piso	Modelo sem bielas							
	Sismo Tipo 1				Sismo Tipo 2			
	F <sub>bx</sub> (kN)	F <sub>by</sub> (kN)	F <sub>xi</sub> (kN)	F <sub>yi</sub> (kN)	F <sub>bx</sub> (kN)	F <sub>by</sub> (kN)	F <sub>xi</sub> (kN)	F <sub>yi</sub> (kN)
R/C	1056,99	1022,91	53,86	52,12	623,97	568,28	31,79	28,96
Piso 1			98,24	95,07			57,99	52,82
Piso 2			150,57	145,72			88,89	80,95
Piso 3			202,91	196,36			119,78	109,09
Piso 4			255,24	247,01			150,68	137,23
Cobertura			296,17	286,62			174,84	159,23

Tabela 5.14 – Distribuição de forças para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2: Modelo com bielas

Distribuição das forças								
Piso	Modelo com bielas							
	Sismo Tipo 1				Sismo Tipo 2			
	F <sub>bx</sub> (kN)	F <sub>by</sub> (kN)	F <sub>xi</sub> (kN)	F <sub>yi</sub> (kN)	F <sub>bx</sub> (kN)	F <sub>by</sub> (kN)	F <sub>xi</sub> (kN)	F <sub>yi</sub> (kN)
R/C	1056,99	1056,99	53,86	53,86	713,12	640,58	36,34	32,64
Piso 1			98,24	98,24			66,28	59,54
Piso 2			150,57	150,57			101,59	91,25
Piso 3			202,91	202,91			136,90	122,97
Piso 4			255,24	255,24			172,20	154,69
Cobertura			296,17	296,17			199,82	179,49

### Efeitos de torção

Tendo em consideração que se utiliza um modelo de análise espacial então os efeitos acidentais de torção devem de ser considerados através da aplicação dos momentos torsores ( $M_t$ ) apresentados na Tabela 5.12. Estes momentos poderão ser determinados como a envolvente dos efeitos resultantes da aplicação de cargas estáticas constituídas por conjuntos de momentos torsores ( $M_{ai}$ ) de eixo vertical, aplicados a cada piso  $i$ , sendo calculados através da formulação apresentada no Anexo IV. Na Tabela 5.15 apresentam-se as forças horizontais, segundo a direção x e y, para os sismos tipo 1 e 2, como também se apresentam os respetivos momentos torsores ( $M_t$ ).

Tabela 5.15 – Efeitos acidentais de torção em cada piso: Modelos sem bielas e com bielas

Efeitos Acidentais de Torção											
Modelo sem bielas						Modelo com bielas					
Ação Sísmica Tipo 1			Ação Sísmica Tipo 2			Ação Sísmica Tipo 1			Ação Sísmica Tipo 2		
M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>t</sub>
F <sub>xi</sub> · e <sub>ay</sub>	F <sub>yi</sub> · e <sub>ax</sub>	(kN.m)	F <sub>xi</sub> · e <sub>ay</sub>	F <sub>yi</sub> · e <sub>ax</sub>	(kN.m)	F <sub>xi</sub> · e <sub>ay</sub>	F <sub>yi</sub> · e <sub>ax</sub>	(kN.m)	F <sub>xi</sub> · e <sub>ay</sub>	F <sub>yi</sub> · e <sub>ax</sub>	(kN.m)
43,5027	41,72	60,28	25,68	23,18	34,59	43,50	43,11	61,25	29,35	26,13	39,29
63,6595	76,11	99,22	37,58	42,28	56,57	63,66	78,64	101,18	42,95	47,66	64,16
97,57157	116,65	152,08	57,60	64,80	86,70	97,57	120,53	155,08	65,83	73,05	98,33
131,4836	157,19	204,93	77,62	87,33	116,84	131,48	162,43	208,97	88,71	98,44	132,51
165,3957	197,73	257,79	97,64	109,85	146,97	165,40	204,32	262,87	111,59	123,83	166,69
191,92	229,44	299,13	113,30	127,47	170,54	191,92	237,09	305,03	129,48	143,68	193,42

Os momentos torsores apresentados na Tabela 5.15 são calculados a partir do método de análise por forças laterais, análise esta que pode ser aplicada aos edifícios cuja resposta não seja significativamente afetada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados que o modo fundamental em cada direção principal.

## 5.6 Verificações de segurança: Estado limite último

### 5.6.1 Efeitos de 2ª ordem

Os efeitos de segunda ordem, geralmente originados pela ação sísmica, devem-se às ações resultantes da deformação da estrutura, sendo apenas contabilizados se a deformação da estrutura for elevada. Assim, de acordo com o EC8, este fenómeno não é contabilizado se o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos ( $\theta$ ) for inferior ou igual a 0,10 (consultar a formulação no Anexo IV).

Uma vez que a ação sísmica é simulada por um espectro de cálculo, é necessário corrigir os deslocamentos obtidos no modelo para determinar os deslocamentos reais. Assim, os deslocamentos devidos à ação sísmica de cálculo devem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural através da formulação apresentada no Anexo IV. A partir dos deslocamentos ( $d_e$ ) retirados do modelo de cálculo, desenvolvido em SAP2000, e considerando o valor de 3,9 para o coeficiente de comportamento em deslocamento ( $q_d$ ) procedeu-se ao cálculo do deslocamento ( $d_s$ ), para as direções X e Y, a partir da formulação presente no Anexo IV. Na Tabela 5.16 encontram-se os resultados obtidos.

Tabela 5.16 – Valores dos deslocamentos devido à ação sísmica.

Piso	Efeitos de 2ªOrdem							
	Ação Sísmica Tipo 1				Ação Sísmica Tipo 2			
	Direção X		Direção Y		Direção X		Direção Y	
	$d_e$ [m]	$d_s$ [m]	$d_e$ [m]	$d_s$ [m]	$d_e$ [m]	$d_s$ [m]	$d_e$ [m]	$d_s$ [m]
R/C	0,0012	0,00468	0,0009	0,00351	0,0007	0,00273	0,0005	0,00195
Piso 1	0,0036	0,01404	0,003	0,0117	0,0019	0,00741	0,0015	0,00585
Piso 2	0,0059	0,02301	0,0055	0,02145	0,003	0,0117	0,0027	0,01053
Piso 3	0,008	0,0312	0,0082	0,03198	0,004	0,0156	0,004	0,0156
Piso 4	0,0096	0,03744	0,0108	0,04212	0,0049	0,01911	0,0053	0,02067
Cobertura	0,0107	0,04173	0,0131	0,05109	0,0056	0,02184	0,0064	0,02496

Na Tabela 5.17, apresentam-se os coeficientes de sensibilidade para o sismo tipo 1, uma vez que é o sismo condicionante.

Tabela 5.17 – Cálculo dos coeficientes de sensibilidade Ação Sísmica Tipo 1

Efeitos de 2ªOrdem							
Ação Sísmica Tipo 1							
Direção	Piso	$P_{tot}$ [kN]	$V_{tot}^{60}$ [kN]	$d_r$ [m]	h [m]	$\theta$	$\theta \leq 0,10$
X	R/C	12683.02	2554.9949	0.003	2.5	0.01	Satisteita
	Piso 1	10258.12	2180.4137	0.014	2.85	0.02	Satisteita
	Piso 2	8191.17	1800.2822	0.025	2.85	0.04	Satisteita
	Piso 3	6124.22	1766.7397	0.035	2.85	0.04	Satisteita
	Piso 4	4057.28	1343.0721	0.042	2.85	0.04	Satisteita
	Cobertura	1990.33	1257.6539	0.047	2.85	0.03	Satisteita
Y	R/C	12683.02	26013.3666	0.003	2.5	0.00	Satisteita
	Piso 1	10258.12	20839.5234	0.016	2.85	0.00	Satisteita
	Piso 2	8191.17	14632.6341	0.029	2.85	0.01	Satisteita
	Piso 3	6124.22	11019.6198	0.043	2.85	0.01	Satisteita
	Piso 4	4057.28	7978.6196	0.054	2.85	0.01	Satisteita
	Cobertura	1990.33	2055.1585	0.063	2.85	0.02	Satisteita

Uma vez que na Tabela 5.17 os coeficientes de sensibilidade ( $\theta$ ) são todos inferiores a 0,10 para ambas as direções, X e Y, não é necessário ter em consideração os efeitos de segunda ordem.

<sup>60</sup> Esforço transversal a que as paredes do núcleo de escadas e os pilares se encontram sujeitos.



## 5.7 Verificação do pré-dimensionamento do pilar P5

Após a análise de esforços provenientes do modelo classificado como sistema de paredes criou-se um outro modelo sem as paredes do núcleo de escadas, ou seja, um modelo classificado como sistema porticado (ver Figura 5.19). Note-se que no sistema de paredes a segurança do edifício fica apenas assegurada pelas paredes do núcleo.

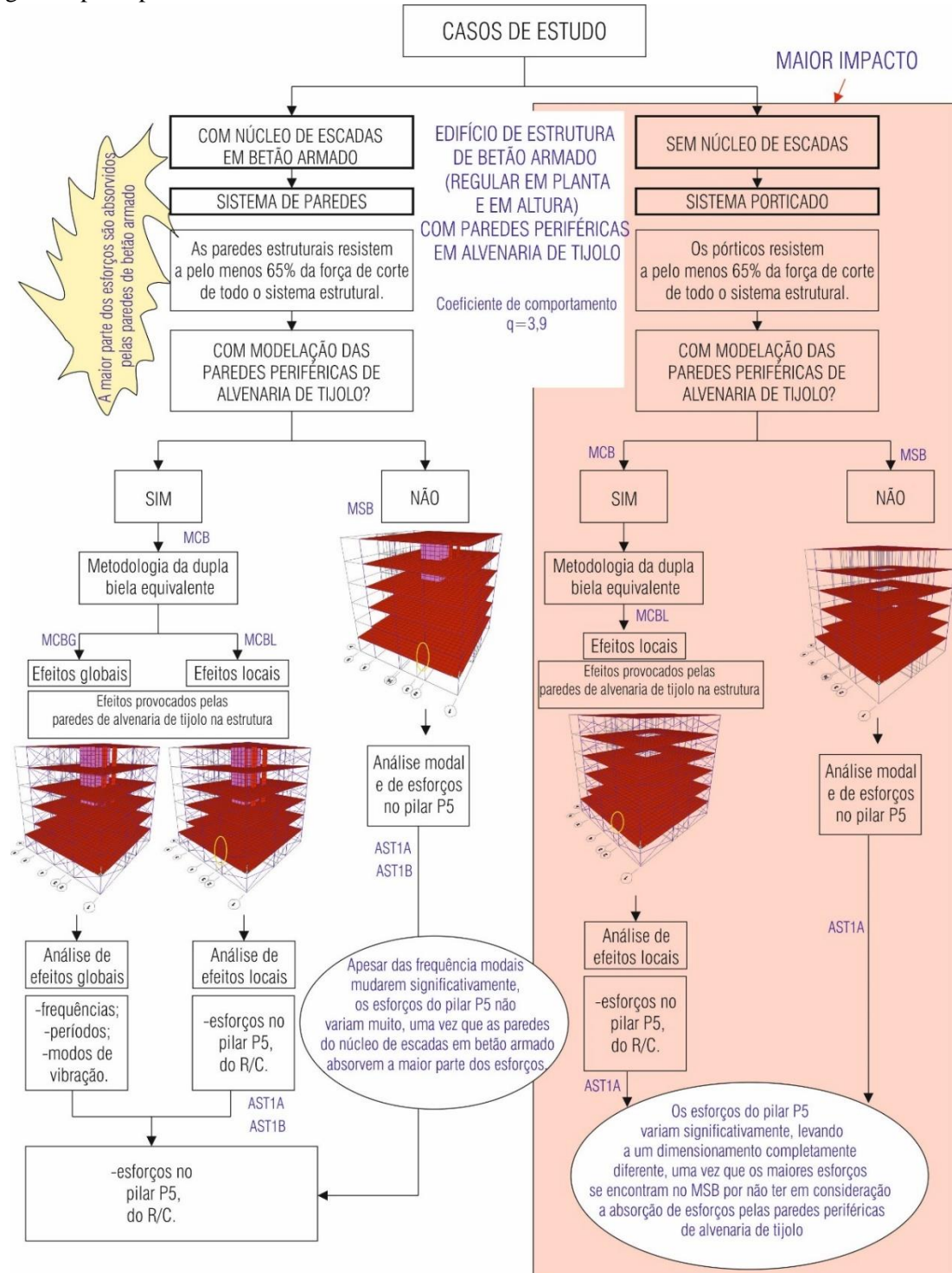


Figura 5.19 –Casos de estudo

### 5.7.1 Pré-dimensionamento do pilar P5

Como procedimento preliminar em projeto, deve-se realizar o pré-dimensionamento de todos os pilares, de modo a que se obtenha a área da secção transversal ( $A_c$ ) que respeite os valores do valor reduzido da força axial ( $v$ ) para o tipo de ductilidade da estrutura em estudo. No entanto, como apenas será realizado o dimensionamento do pilar P5 do R\C, apenas se irá apresentar o pré-dimensionamento deste pilar.

Para a realização do pré-dimensionamento dos pilares consideram-se vários esforços, nomeadamente o peso próprio das lajes, as restantes cargas permanentes, o peso das paredes periféricas e divisórias, a sobrecarga e o peso da cobertura. Após a realização do somatório destas ações calculou-se a área necessária de cada pilar através do seu esforço normal reduzido mínimo.

#### Requisito de resistência

O valor reduzido da força axial ( $v$ ) para os pilares sísmicos primários de DCM, de área da secção transversal do pilar ( $A_c$ ), apresentada na Tabela 5.19, encontra-se, no intervalo de valores admissíveis (ver Anexo III).

#### Restrição geométrica

A Cl. 5.4.1.2.2 do EC8 indica que, a menos que o valor de ( $\theta$ ) seja inferior a 0,10 (resultados apresentados na Tabela 5.17) as dimensões da secção transversal de pilares sísmicos primários deverão respeitar as condições apresentadas no Anexo III.

Na Tabela 5.18 apresentam-se, relativamente a MSB e MCB, os respetivos esforços normais reduzidos no pilar P5 para ambos os sistemas estruturais.

Tabela 5.18– Esforço normal reduzido no pilar P5

Classificação da estrutura	Modelo	Esforço normal reduzido		
		$N_{Ed}$ [kN]	$v_d$	$v_d \leq 0,65$ (DCM)
Sistema de paredes	MSB	826,70	0,225	Satisfaz
	MCB			
Sistema porticado	MSB			
	MCB			

Assim, de modo a verificar as condições anteriormente referidas, adotou-se a seguinte geometria para o pilar P5.

Tabela 5.19– Geometria do pilar P5

Classificação da estrutura	Modelo	Geometria		
		b [cm]	h [cm]	$A_c$ [cm <sup>2</sup> ]
Sistema de paredes	MSB	40	55	2200
	MCB			
Sistema porticado	MSB			
	MCB			

## **5.8 Considerações finais**

É fundamental entender o impacto das paredes na frequência e nos modos de vibração, que se repercutem nos valores da aceleração de cálculo e que influenciam claramente os esforços a que a estrutura se encontra sujeita.

O impacto das paredes de alvenaria de tijolo é significativo no sistema estrutural classificado como sistema porticado, porém no sistema de paredes, as paredes do núcleo de escadas absorvem uma grande parte dos esforços, fazendo com que as paredes periféricas de alvenaria de tijolo não tenham um impacto significativo.



## 6 EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

### 6.1 Considerações Iniciais

No presente capítulo, a título de exemplo, é realizado o dimensionamento de um pilar<sup>61</sup>, para se apresentarem as diferenças de dimensionamento, relativas aos diferentes modelos efetuados.

Realizaram-se três modelos 3D, num primeiro modelo, um modelo sem bielas (MSB), considera-se apenas a massa das paredes periféricas. Do segundo e terceiro modelo 3D, um modelo com bielas e considerando os efeitos globais provocados pelas paredes (MCB<sub>G</sub>) e um modelo com bielas e considerando os efeitos locais provocados pelas paredes (MCB<sub>L</sub>), extraem-se as frequências modais (MCB<sub>G</sub>) e os esforços para dimensionamento (MCB<sub>L</sub>).

Como propósito de se entenderem as diferenças provocadas por modelações diferentes, para um mesmo edifício de estrutura de betão armado com alvenarias de tijolo, são realizados dois dimensionamentos para um mesmo pilar. Num primeiro dimensionamento consideraram-se os resultados provenientes do MSB e num segundo dimensionamento consideraram-se os esforços provenientes de MCB<sub>L</sub> e os períodos do MCB<sub>G</sub>.

Como simplificação adotada, sempre que se utilizar a nomenclatura MCB significa que é um resultado devido ao contributo dos dois modelos MCB<sub>L</sub> e MCB<sub>G</sub>.

### 6.2 Dimensionamento de pilar

Nesta seção apresentam-se os procedimentos de dimensionamento, segundo as normas em vigor, das armaduras longitudinais e transversais do pilar P5, do R/C, a título de exemplo, considerando os esforços provenientes do modelo sem as bielas (MSB) e do modelo com as bielas (MCB). Este pilar, assinalado a vermelho na Figura 6.1, é um pilar sísmico primário e localiza-se entre duas paredes de alvenaria de tijolo, totalmente preenchidas.

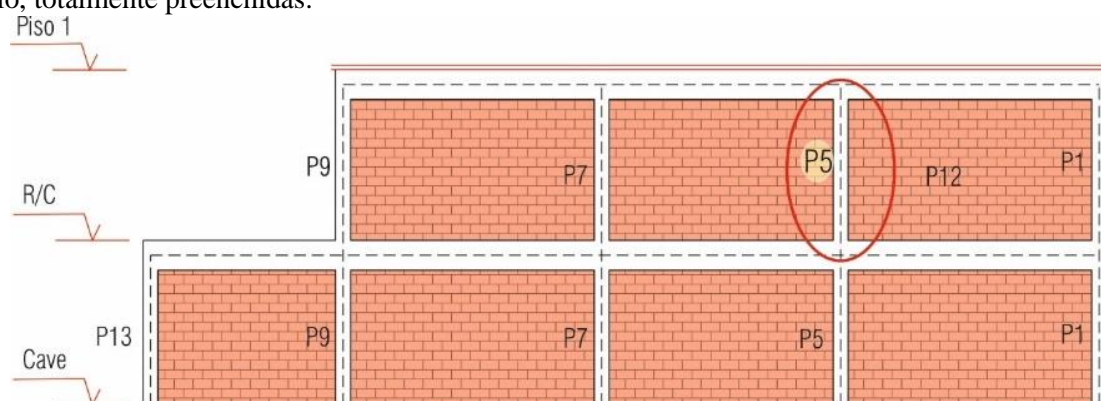


Figura 6.1 – Localização do pilar P5, no R/C, na fachada lateral esquerda

No presente dimensionamento considera-se uma situação de projeto sísmica, onde os coeficientes parciais do betão ( $\gamma_c$ ) e do aço ( $\gamma_s$ ) são respetivamente 1,5 e 1,15. Sendo o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão ( $f_{cd}$ ) dado pela expressão (6.1) e o valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras ( $f_{yd}$ ) dado pela expressão (6.2), ambos em MPa.

<sup>61</sup> Conforme a Cl.5.3.1 (7) do EC2, os pilares são elementos estruturais cuja maior dimensão não é superior a quatro vezes a menor dimensão, que estão sujeitos a compressão axial, e que contribuem para a resistência global da estrutura às ações sísmicas.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (6.1)$$

Onde ( $\alpha_{cc}$ ) o coeficiente que tem em consideração os efeitos a longo prazo na resistência à compressão e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada no betão, toma o valor, recomendado, de 1.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (6.2)$$

Na Tabela 6.1 apresentam-se, relativamente a MSB e MCB, as respetivas características do betão e do betão de recobrimento adotados para o pilar P5, para ambos os sistemas estruturais.

Tabela 6.1– Características do betão considerado para o pilar P5

Classificação da estrutura	Pilar	Modelo	Betão							
			Classe	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{cd}$ [MPa]	Classe de exposição	Classe estrutural	$r_{min}$ [mm]	$r_{nom}$ [mm]	$r_{adop}$ [m]
Sistema de paredes	P5	MSB	C25/30	25	16,67	XC2/XC3	S4	25	35	0,035
		MCB								
Sistema porticado		MSB								
		MCB								

Na Tabela 6.2 apresentam-se, relativamente a MSB e MCB, as respetivas características do aço escolhido para o pilar P5, para ambos os sistemas estruturais.

Tabela 6.2– Características do aço considerado para o pilar P5

Classificação da estrutura	Modelo	Aço		
		Classe	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{yd}$ [MPa]
Sistema de paredes	MSB	A400NR	400	348
	MCB			
Sistema porticado	MSB			
	MCB			

Na Tabela 6.3 apresentam-se, relativamente a MSB e MCB, as respetivas características geométricas do pilar P5 para ambos os sistemas estruturais.

Tabela 6.3– Geometria do pilar P5

Classificação da estrutura	Modelo	Geometria		
		b [cm]	h [cm]	$A_c$ [cm <sup>2</sup> ]
Sistema de paredes	MSB	40	55	2200
	MCB			
Sistema porticado	MSB			
	MCB			

Para o dimensionamento da armadura longitudinal tem-se em consideração que o pilar se encontra sujeito à flexão composta desviada, ficando condicionado pelo esforço condicionante.

Na Tabela 6.4 apresentam-se, relativamente a MSB e MCB<sub>L</sub>, os respetivos esforços na base do pilar P5 (esforços máximos), extraídos do programa de cálculo automático.

Tabela 6.4– Esforços na base do pilar P5

Classificação da estrutura	Modelo	Esforços na base do pilar					
		$M_{Edx}$ [kN.m]	Rácio % (MSB/MCB)	$M_{Edy}$ [kN.m]	Rácio % (MSB/MCB)	$N_{Ed}$ [kN]	Rácio % (MSB/MCB)
Sistema de paredes	MSB	49,65	105,6%	39,64	127,4%	1026,14	98,5%
	MCB	47,00		31,12		1041,69	
Sistema porticado	MSB	255,81	396,9%	285,72	124,3%	1450,00	103,8%
	MCB	64,45		229,93		1396,75	

Tabela 6.5– Esforços no topo do pilar P5

Classificação da estrutura	Modelo	Esforços no topo do pilar					
		$M_{Edx}$ [kN.m]	Rácio % (MSB/MCB)	$M_{Edy}$ [kN.m]	Rácio % (MSB/MCB)	$N_{Ed}$ [kN]	Rácio % (MSB/MCB)
Sistema de paredes	MSB	Os valores são similares aos dos esforços na base do pilar.					
	MCB						
Sistema porticado	MSB	251,83	474,0%	281,99	140,4%	1434,78	104,4%
	MCB	53,13		200,81		1374,72	

### 6.2.1 Armaduras longitudinais (disposições construtivas para a ductilidade local)

De modo a garantir o requisito da ductilidade local, deverão ser cumpridas as disposições apresentadas na Cl. 5.4.3.2 (1), (2) e (11), tendo em consideração que se trata do dimensionamento de um pilar sísmico primário de uma estrutura de classe DCM.

A cláusula 5.4.3.2.2 (1) do EC8 define que a taxa de armadura longitudinal ( $\rho$ ) não deve ser inferior a 0,01 nem superior a 0,04. Seja ( $\rho_{Lmin}$ ) a taxa de armadura mínima e ( $\rho_{Lmax}$ ) a taxa de armadura máxima, então é possível calcular a armadura mínima e máxima para o pilar P5 através da (6.3).

$$A_{s,min} = A_{c,P5} \times \rho_{Lmin} \quad (6.3)$$

$$A_{s,max} = A_{c,P5} \times \rho_{Lmax}$$

Na Tabela 6.6 apresentam-se, relativamente a MSB e MCB, as respetivas áreas de armaduras (mínimas, máximas e efetivas) e ainda a taxa de armadura ( $\rho$ ) correspondente à área de armadura longitudinal adotada ( $A_{s,efetiva}$ ) no pilar P5.

Tabela 6.6– Valores limites de área de armadura, mínima e máxima e armadura longitudinal no pilar P5

Classificação da estrutura	Modelo	Armadura longitudinal							
		$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Rácio % (MSB/MCB)	$A_{s,máx}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Rácio % (MSB/MCB)	Armadura	$A_{s,efetiva}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Rácio % (MSB/MCB)	$\rho_L$
Sistema de paredes	MSB	22	100%	88	100%	12 $\phi$ 16	24,12	100%	0,0110
	MCB	22		88		12 $\phi$ 16	24,12		0,0110
Sistema porticado	MSB	22	100%	88	100%	6 $\phi$ 32+6 $\phi$ 25	77,7	174%	0,0353
	MCB	22		88		4 $\phi$ 25+8 $\phi$ 20	44,76		0,0203

Segundo a Cl.5.4.3.2.2(2) para garantir a integridade do nó viga-pilar, deve-se colocar pelo menos um varão longitudinal intermédio, entre varões longitudinais de canto.

De acordo com Cl.5.4.3.2.2 (5) do EC8 e Cl.9.5.3(6) do EC2, a distância entre os varões longitudinais<sup>62</sup>, consecutivos, abraçados por cintas/ ganchos não é superior a 200 mm. Esta distância garante a passagem dos agregados do betão, que neste caso, admitiu-se uma dimensão máxima do agregado de 20 mm, permitindo uma boa vibração do betão

Seja  $(\rho)$  a taxa de armadura tracionada e  $(\rho')$  a taxa de armadura comprimida, então as seções transversais deste tipo de pilares devem verificar a expressão (6.4) em toda a sua extensão.

$$\rho = \rho' \quad (6.4)$$

Onde,  $(\rho)$  e  $(\rho')$  são definidos, respetivamente, pelas expressões (6.5) e (6.6).

$$\rho = \frac{A_{s,1}}{A_c} \quad (6.5)$$

$$\rho' = \frac{A_{s,2}}{A_c} \quad (6.6)$$

$A_{s,1}$  - Área de armadura longitudinal de tração [cm<sup>2</sup>];

$A_{s,2}$  - Área de armadura longitudinal de compressão [cm<sup>2</sup>];

A armadura longitudinal, do pilar P5, para o MSB e MCB apresenta a seguinte disposição, respetivamente, para o sistema de paredes e para o sistema porticado, Figura 6.2 (a) e Figura 6.2 (b) e (c).

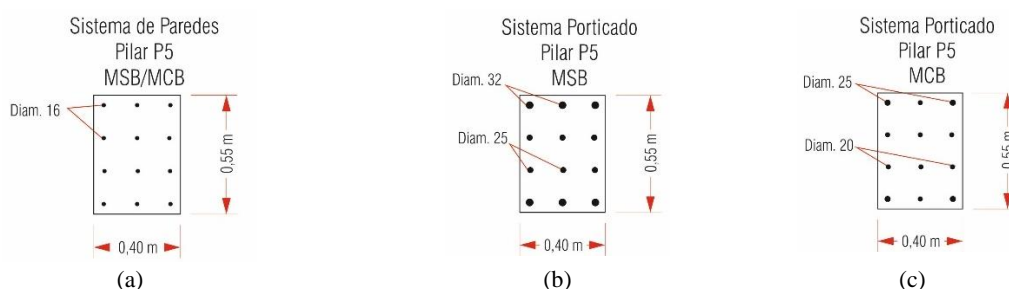


Figura 6.2- Armadura longitudinal do pilar P5 referente ao MSB e MCB para o sistema: (a) de Paredes; (b) e (c) Porticado.

### 6.2.2 Armaduras transversais

O dimensionamento de pilares sísmicos é realizado por capacidade real (*capacity design*), guiado pelo princípio: pilar forte viga fraca, que visa garantir a formação de rótulas plásticas nas extremidades das vigas, não as formando nas extremidades dos pilares concorrentes com os nós viga-pilar, evitando assim roturas por esforço transverso, ou seja, diminuindo o risco de rotura por piso flexível “*soft storey*”.

Porém, este tipo de dimensionamento, a condição (6.7), apenas se aplica às estruturas porticadas ou aos sistemas equivalentes a pórticos e tem como principal objetivo garantir a ductilidade global e local da estrutura, não se aplicando no último piso, uma vez que não existe inconveniente que a rótula se forme no pilar.

O edifício em estudo trata-se de um sistema de paredes, onde se prevê que a sua resistência seja, maioritariamente, garantida pelas paredes de betão armado, do núcleo de escadas, cujas próprias paredes impedem a formação do piso flexível. No entanto, apesar de não ser necessário, segundo o EC8, em seguida, procede-se à verificação do critério de pilar forte-viga fraca.

De modo a cumprir os critérios supramencionados, segundo a cláusula 4.4.2.3(4) do EC8, o pilar P5 deve ter uma resistência à flexão superior à resistência das vigas, tendo de verificar a condição (6.7), para ambas as direções, x e y. A condição em questão, visa que em qualquer nó de ligação, a soma dos

<sup>62</sup> A distância entre varões consecutivos abraçados é designada por  $(b_i)$ .



momentos resistentes das vigas, com uma margem de segurança de 30%, que cobre algumas incertezas como, por exemplo, as relativas à distribuição de momentos nos pilares).

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (6.7)$$

Onde,

$\sum M_{Rc}$  é o somatório dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó;

$\sum M_{Rb}$  é o somatório dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó;

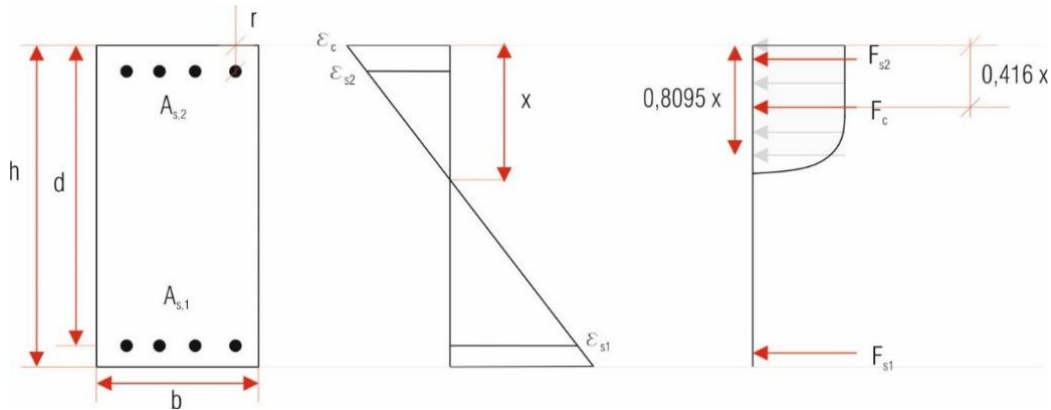


Figura 6.3-Diagrama de parábola rectângulo

Considerando que todas as armaduras, tanto as que se encontram à tração, como as que se encontram à compressão, estão em cedência, o momento resistente do pilar ( $M_{Rc}$ ), pode ser calculado através do método simplificado (com recurso ao diagrama parábola retângulo, como se apresenta na Figura 6.3), A formulação correspondente encontra-se no Anexo V.

Tabela 6.7– Momento resistente em torno de x na base do pilar P5

Classificação da estrutura	Modelo	Momento resistente em torno do eixo x da base							
		As1 = As2 [cm <sup>2</sup> ]	b [m]	h [m]	d1 [m]	d [m]	x [m]	M <sub>Rd,x</sub> [kN.m]	Rácio % (MSB/MCB)
Sistema de paredes	MSB	6,03	0,4	0,55	0,043	0,507	0,173	287,39	98,3%
	MCB	6,03	0,4	0,55	0,043	0,507	0,180	292,25	
Sistema porticado	MSB	24,12	0,4	0,55	0,051	0,499	0,272	614,06	139,4%
	MCB	12,96	0,4	0,55	0,048	0,503	0,262	440,37	

Tabela 6.8– Momento resistente em torno de x no topo do pilar P5

Classificação da estrutura	Modelo	Momento resistente em torno do eixo x do topo							
		As1 = As2 [cm <sup>2</sup> ]	b [m]	h [m]	d1 [m]	d [m]	x [m]	M <sub>Rd,x</sub> [kN.m]	Rácio % (MSB/MCB)
Sistema de paredes	MSB	6,03	0,4	0,55	0,043	0,507	0,170	285,29	98,6%
	MCB	6,03	0,4	0,55	0,043	0,507	0,176	289,32	
Sistema porticado	MSB	24,12	0,4	0,55	0,051	0,499	0,269	613,29	139,7%
	MCB	12,96	0,4	0,55	0,048	0,503	0,258	439,05	

Na Tabela 6.9 apresentam-se, relativamente a MSB e MCB, os respetivos valores do momento resistente em torno de y, do pilar P5.

Tabela 6.9– Momento resistente em torno de y na base do pilar P5

Classificação da estrutura	Modelo	Momento resistente em torno do eixo y da base							
		As <sub>1</sub> = As <sub>2</sub> [cm <sup>2</sup> ]	b [m]	h [m]	d <sub>1</sub> [m]	d [m]	x [m]	M <sub>Rd,x</sub> [kN.m]	Rácio % (MSB/MCB)
Sistema de paredes	MSB	8,04	0,4	0,55	0,043	0,357	0,126	225,87	98,5%
	MCB	8,04	0,4	0,55	0,043	0,357	0,131	229,41	
Sistema porticado	MSB	25,9	0,4	0,55	0,051	0,349	0,197	441,59	129,2%
	MCB	16,1	0,4	0,55	0,048	0,355	0,190	341,79	

Tabela 6.10– Momento resistente em torno de y no topo do pilar P5

Classificação da estrutura	Modelo	Momento resistente em torno do eixo y do topo							
		As <sub>1</sub> = As <sub>2</sub> [cm <sup>2</sup> ]	b [m]	h [m]	d <sub>1</sub> [m]	d [m]	x [m]	M <sub>Rd,x</sub> [kN.m]	Rácio % (MSB/MCB)
Sistema de paredes	MSB	8,04	0,4	0,55	0,043	0,357	0,124	224,35	98,7%
	MCB	8,04	0,4	0,55	0,043	0,357	0,128	227,28	
Sistema porticado	MSB	25,9	0,4	0,55	0,051	0,349	0,195	441,03	129,4%
	MCB	16,1	0,4	0,55	0,048	0,353	0,187	340,83	

### Verificação à flexão biaxial

A verificação da segurança à flexão desviada, cuja formulação se encontra no Anexo V, foi realizada tendo em consideração a Cl.5.8.9(4) do EC2.

### Requisito de resistência

No entanto, a flexão desviada poderá ser considerada de um modo simplificado, efetuando a verificação separadamente em cada direção, com a resistência à flexão reduzida de 30% como em (6.8).

$$\begin{cases} M_{Ed,x} \leq 0,70 \cdot M_{Rd,x} \\ M_{Ed,y} \leq 0,70 \cdot M_{Rd,y} \end{cases} \quad (6.8)$$

Na Tabela 6.11 apresentam-se os resultados da verificação da flexão composta.

Tabela 6.11– Verificação à flexão composta desviada

Classificação da estrutura	Modelo	Verificação da flexão composta desviada							
		M <sub>Ed,x</sub> SAP [kN.m]	M <sub>Rd,x</sub> [kN.m]	M <sub>Ed,y</sub> SAP [kN.m]	M <sub>Rd,y</sub> [kN.m]	N <sub>Ed</sub> [kN]	N <sub>Rd</sub> [kN]	α	Condição
Sistema de paredes	MSB	74,07	287,39	66,66	225,87	907,65	4505,62	1,085	Satisfeita
	MCB	69,25	292,25	66,09	229,41	937,99	4505,62	1,090	Satisfeita
Sistema porticado	MSB	255,81	614,06	285,72	441,59	1434,78	6369,28	1,104	Satisfeita
	MCB	64,45	440,37	229,93	341,79	1374,72	5223,54	1,136	Satisfeita

Na Tabela 6.12 apresentam-se os resultados relativos às condições em (6.8):

Tabela 6.12– Verificação à flexão desviada (6.8)

Classificação da estrutura	Modelo	Verificação da flexão desviada					
		$M_{Ed,x}$ SAP [kN.m]	$0,70 \times M_{Rd,x}$ [kN.m]	Condição	$M_{Ed,y}$ SAP [kN.m]	$0,70 \times M_{Rd,y}$ [kN.m]	Condição
Sistema de paredes	MSB	74,07	201,17	Satisfeita	66,66	158,11	Satisfeita
	MCB	69,25	204,57	Satisfeita	66,09	160,59	Satisfeita
Sistema porticado	MSB	255,81	429,84	Satisfeita	285,72	309,11	Satisfeita
	MCB	64,45	257,51	Satisfeita	229,93	239,25	Satisfeita

As condições anteriormente referidas (na formulação presente no Anexo V e na (6.8)) são satisfeitas para ambos os casos (MSB e MCB), em ambos os sistemas, então considera-se satisfeita a verificação à flexão biaxial.

### Comprimento da zona crítica (disposições construtivas para a ductilidade local)

Segundo a Cl.5.4.3.2.2 do EC8 para o dimensionamento de pilares de estruturas de classe DCM devem ser consideradas como zonas críticas as que se encontram numa extensão ( $l_{cr}$ ) a partir das seções de extremidade do pilar (acima do nível de fundação/ após o início/fim de um piso).

De acordo com a Cl. 5.4.3.2.2 (5), caso  $\frac{l_{cl}}{h_c} < 3$  então toda a altura do pilar sísmico deverá ser considerada crítica.

Para o MSB<sup>63</sup> tem-se:

$$\frac{2,35}{0,45} \approx 5,22 > 3$$

Para o MCB<sup>64</sup> tem-se:

$$\frac{2,35}{0,50} \approx 4,7 > 3$$

Como para nenhum dos casos o resultado é inferior a 3, então a altura a considerar crítica será  $l_{cr}$ .

A extensão da zona crítica dos pilares ( $l_{cr}$ ) foi calculada pela expressão da cláusula 5.4.3.2.2 (4) do EC8, cuja formulação se apresenta no Anexo V.

Tabela 6.13– Valor do comprimento da zona crítica ( $l_{cr}$ )

Classificação da estrutura	Modelo	Valor da extensão crítica do pilar			
		$h_c$ [m]	$l_{cl}$ [m]	$l_{cl}/6$ [m]	$l_{cr}$ [m]
Sistema de paredes	MSB	0,55	2,85	0,475	0,55
	MCB				
Sistema porticado	MSB	0,55	2,85	0,475	0,55
	MCB				

Assim, chega-se ao valor do comprimento da zona crítica ( $l_{cr}$ ) de 0,45 m para o pilar P5 do MSB e 0,50 para o pilar P5 do MCB.

### Esforço transverso

O valor do esforço transverso foi calculado através do equilíbrio de esforços atuantes na extremidade do pilar ( $M_{i,d}$ ), associados à formação de rótulas plásticas para os ambos os sentidos (positivos e negativos) da ação sísmica, de acordo com a Cl. 5.4.2.3 do EC8, cuja formulação se apresenta no Anexo V.

<sup>63</sup> Modelo sem bielas.

<sup>64</sup> Modelo com bielas.

Na Tabela 6.14 apresentam-se os resultados obtidos para o esforço transverso de cálculo, de acordo com a formulação presente no Anexo V.

Tabela 6.14– Esforço transverso atuante no pilar P5

Classificação da estrutura	Modelo	Esforço transverso atuante					
		Direção	$M_{Rd,máx}$ [kN.m]	$\gamma_{Rd}$	$M_{i,d}$ [kN.m]	$l_{cl}$ [m]	$V_{i,Ed}$ [kN]
Sistema de paredes	MSB	X	139,41	1,1	107,35	2,85	37,67
		Y	64,58		71,04		24,93
	MCB	X	115,15		88,67		31,11
		Y	61,82		68,00		23,86
Sistema porticado	MSB	X	1227,35		945,06		331,60
		Y	882,62		679,62		238,46
	MCB	X	879,42		677,15		237,60
		Y	682,62		525,62		184,43

Para proceder ao cálculo da resistência das armaduras transversais e à resistência do betão ao esmagamento das bielas comprimidas recorreu-se à formulação apresentada no Anexo V.

Na Tabela 6.15 apresentam-se os resultados obtidos para o esforço transverso resistente de acordo com a formulação presente no Anexo V.

Tabela 6.15– Esforço transverso resistente no pilar P5

Classificação da estrutura	Modelo	Armaduras de esforço transverso segundo x e y (zonas críticas)						
		Direção	Armadura	$A_{sw}/s$ [cm <sup>2</sup> ]	d [m]	z [m]	$\Theta$ [°]	$V_{Rd,s}$ [kN]
Sistema de paredes	MSB	X	$\phi 8//0,125 - 3R$	4,00	0,515	0,464	45,00	128,97
		Y	$\phi 8//0,125 - 4R$	4,00	0,515	0,464	45,00	128,97
	MCB	X	$\phi 10//0,125 - 3R$	6,32	0,515	0,464	45,00	203,78
		Y	$\phi 10//0,125 - 4R$	6,32	0,515	0,464	45,00	203,78
Sistema porticado	MSB	X	$\phi 10//0,075 - 3R$	10,53	0,515	0,464	45,00	509,29
		Y	$\phi 10//0,075 - 4R$	10,53	0,515	0,464	45,00	679,05
	MCB	X	$\phi 10//0,125 - 3R$	6,32	0,515	0,464	45,00	305,67
		Y	$\phi 10//0,125 - 4R$	6,32	0,515	0,464	45,00	407,56

Para o caso do modelo MSB, o pilar P5 na direção x, o valor do esforço transverso de cálculo ( $V_{i,Ed}$ ), presente na Tabela 6.14 é igual ao valor do esforço transverso resistente. No entanto, pelas considerações realizadas sabe-se que o esforço transverso de cálculo está acima do valor real, pelo que se considera como aceitável o valor de ( $V_{Rd,s}$ ).

Na Tabela 6.16 apresentam-se os resultados obtidos para o esforço transverso resistente máximo a partir da formulação apresentada no Anexo V.

Tabela 6.16– Esforço transverso máximo no pilar P5

Classificação da estrutura	Modelo	Esforço transverso máximo aplicado no pilar						
		Direção	$\alpha_{cw}$	z [m]	$v_1$	$\Theta$ [°]	$b_w$	$V_{Rd,máx}$ [kN]
Sistema de paredes	MSB	X	1,00	0,464	0,600	45	0,40	928,85
		Y	1,00	0,464	0,600	45	0,40	928,85
	MCB	X	1,00	0,464	0,600	45	0,40	928,85
		Y	1,00	0,464	0,600	45	0,40	928,85
Sistema porticado	MSB	X	1,00	0,464	0,600	45	0,40	928,85
		Y	1,00	0,464	0,600	45	0,40	928,85
	MCB	X	1,00	0,464	0,600	45	0,40	928,85
		Y	1,00	0,464	0,600	45	0,40	928,85

## Verificação da ductilidade local

Considerando a condição definida na cláusula 5.4.3.2.1(8) do EC8, a verificação da ductilidade local na zona crítica, em pilares, é garantida segundo a satisfação da formulação apresentada no Anexo V.

A pormenorização do pilar P5 conduz às distâncias entre varões apresentadas na Figura 6.4, para os sistemas de parede (MSB/MCB) e porticado (MSB e MCB), respetivamente.

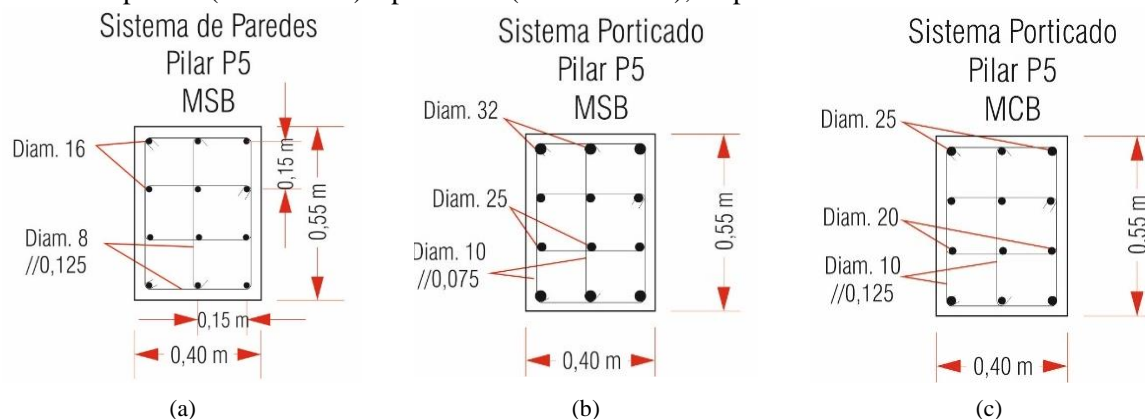


Figura 6.4 – Dimensões do pilar P5 referente ao MSB e MCB para o sistema: (a) de Paredes; (b) e (c) Porticado.

Na Tabela 6.17 apresentam-se os parâmetros geométricos necessários para o cálculo da verificação da ductilidade local.

Tabela 6.17– Parâmetros geométricos necessários para o cálculo da expressão da ductilidade local

Classificação da estrutura	Modelo	$b_c$ [m]	$h_c$ [m]	$b_0$ [m]	$h_0$ [m]	$b_{iy}$ [m]	$b_{ix}$ [m]	$\Sigma b_i^2$ [m <sup>2</sup> ]
Sistema de paredes	MSB	0,40	0,55	0,314	0,464	0,150	0,314	0,242
	MCB	0,40	0,55	0,314	0,464	0,150	0,314	0,242
Sistema porticado	MSB	0,40	0,55	0,330	0,480	0,160	0,330	0,371
	MCB	0,40	0,55	0,330	0,480	0,160	0,330	0,371

Tabela 6.18– Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas

Classificação da estrutura	Modelo	Diâmetro armadura	$P_{cintas}$ [cm]	$A_{cintas}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_{cintas}$ [cm <sup>3</sup> ]	$V_{total}$ [cm <sup>3</sup> ]	$V_{núcleo}$ [m <sup>3</sup> ]	$\omega_{wd}$
Sistema de paredes	MSB	$\phi 8$	406	0,503	204	204	0,018	0,234
	MCB	$\phi 10$	406	0,785	319	319	0,018	0,365
Sistema porticado	MSB	$\phi 10$	406	0,785	319	319	0,012	0,560
	MCB	$\phi 10$	406	0,785	319	319	0,020	0,336

Tabela 6.19– Alguns dos parâmetros necessários para o cálculo da expressão da ductilidade local

Classificação da estrutura	Modelo	$\Sigma b_i^2$ [m <sup>2</sup> ]	$\alpha_n$	$s$ [m]	$\alpha_s$	$\alpha$	$\omega_{wd}$	$\alpha \cdot \omega_{wd}$
Sistema de paredes	MSB	0,242	0,723	0,125	0,693	0,501	0,234	0,117
	MCB	0,242	0,723	0,125	0,693	0,501	0,365	0,183
Sistema porticado	MSB	0,371	0,609	0,075	0,817	0,498	0,560	0,279
	MCB	0,371	0,609	0,125	0,705	0,430	0,336	0,144

Tabela 6.20– Coeficiente de ductilidade exigido nas zonas críticas

Classificação da estrutura	Modelo	Sismo	T <sub>1</sub>	T <sub>C</sub>	q <sub>0</sub>	μ <sub>o</sub>
Sistema de paredes	MSB	S1_X	0,480	0,600	3,900	9,333
		S2_X	0,480	0,250		6,800
		S1_Y	0,620	0,600		6,800
		S2_Y	0,620	0,250		6,800
	MCB	S1_X	0,420	0,600		10,667
		S2_X	0,420	0,250		6,800
		S1_Y	0,550	0,600		8,145
		S2_Y	0,550	0,250		6,800
Sistema porticado	MSB	S1_X	0,480	0,600	9,333	
		S2_X	0,480	0,250	6,800	
		S1_Y	0,620	0,600	6,800	
		S2_Y	0,620	0,250	6,800	
	MCB	S1_X	0,420	0,600	10,667	
		S2_X	0,420	0,250	6,800	
		S1_Y	0,550	0,600	8,145	
		S2_Y	0,550	0,250	6,800	

Tabela 6.21– Verificação da expressão da ductilidade local

Classificação da estrutura	Modelo	μ <sub>o</sub>	v <sub>d</sub>	ε <sub>sy,d</sub>	b <sub>c</sub> / b <sub>o</sub>	30.μ <sub>o</sub> .v <sub>d</sub> .ε <sub>sy,d</sub> .(b <sub>c</sub> /b <sub>o</sub> ) - 0,035	ω <sub>wd</sub> ≥ 0,08	Condição
Sistema de paredes	MSB	9,333	0,225	0,002	1,274	0,105	Satisfaz	Satisfaz
	MCB	10,667	0,225	0,002	1,274	0,125	Satisfaz	Satisfaz
Sistema porticado	MSB	9,333	0,225	0,002	1,212	0,098	Satisfaz	Satisfaz
	MCB	10,667	0,225	0,002	1,212	0,117	Satisfaz	Satisfaz

Note-se que o coeficiente de ductilidade exigido nas zonas críticas é superior no pilar P5 do modelo MCB, uma vez que se trata de um modelo com uma rigidez global maior.

### 6.3 Considerações Finais

A presença das paredes leva a um dimensionamento diferente, uma vez que a sua modelação conduz a esforços diferentes, em relação ao modelo que desconsidera o contributo da rigidez das paredes.

O impacto das paredes periféricas de alvenaria de tijolo é apenas significativo no sistema porticado, uma vez que no sistema de paredes os esforços são, maioritariamente, absorvidos pelas paredes de betão armado do núcleo de escadas.

Assim, o modelo que não considera o núcleo de escadas, sistema porticado, encontra-se sujeito a esforços muito superiores. Quando se introduzem as bielas neste modelo, uma parte dos esforços nos pilares, passa a ser absorvida pelas paredes periféricas, repercutindo-se num dimensionamento diferente. No dimensionamento para o sistema porticado considerou-se a mesma ductilidade exigida pelo sistema de paredes com o objetivo de se aumentar a exigência de ductilidade no pilar em estudo.

## **7 CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS**

### **7.1 Principais conclusões**

Os impactos positivos e negativos das paredes de alvenaria fazem-se sentir nos parâmetros modais e consequentemente na resposta sísmica da estrutura. A desconsideração destes impactos pode, no pior dos casos, levar a estrutura ao colapso precoce. Ao não serem contabilizados, os efeitos globais e locais, provocados pela presença de paredes de alvenaria e pelas interações entre estas e a estrutura, na modelação dos edifícios de estrutura de betão armado, considerando a metodologia usual de construção de paredes de alvenaria, leva a um dimensionamento completamente diferente. Através da adoção de disposições construtivas que mitiguem e/ou eliminem as interações que ocorrem entre as paredes de alvenaria e a estrutura de betão armado é possível criar estruturas mais resistentes aos sismos.

O conhecimento sobre as causas dos danos na estrutura de betão armado, relativos às interações provocadas pelas paredes na estrutura devem influenciar as hipóteses admitidas em projeto e, em simultâneo, a escolha adequada de disposições construtivas face às hipóteses escolhidas. As tipologias de patologias descritas são, na sua grande maioria, consequência da interferência da resistência das paredes em estruturas que foram dimensionadas sem considerar a resistência oferecida por essas paredes e os efeitos inerentes a essas interferências.

Nos modelos testes evidencia-se que quanto aos efeitos globais, como esperado, com a consideração da rigidez oferecida pelas paredes é notório um aumento da rigidez global da estrutura e o consequentemente aumento das frequências naturais da estrutura, alterando os modos de vibração. Este facto origina períodos diferentes, que correspondem a acelerações diferentes das que seriam obtidas para a mesma estrutura sem alvenaria de tijolo. Relativamente aos efeitos globais é possível constatar que muitos dos esforços de cálculo, dos modelos que contemplam a rigidez das paredes foram excedidos em relação ao modelo de teste que apenas contempla as massas das paredes, onde também foi possível averiguar que o aumento é significativo na zona de interação entre as bielas, que simulam a rigidez das paredes, e os pilares que a elas se ligam.

A presença das paredes leva a um dimensionamento diferente, uma vez que a sua modelação conduz a esforços diferentes, em relação ao modelo que desconsidera o contributo da rigidez das paredes.

O impacto das paredes periféricas de alvenaria de tijolo é apenas significativo no sistema porticado, uma vez que no sistema de paredes os esforços são, maioritariamente, absorvidos pelas paredes de betão armado do núcleo de escadas.

Assim, o modelo que não considera o núcleo de escadas, sistema porticado, encontra-se sujeito a esforços muito superiores. Quando se introduzem as bielas neste modelo, uma parte dos esforços nos pilares, passa a ser absorvida pelas paredes periféricas, repercutindo-se num dimensionamento diferente.

### **7.2 Perspetivas futuras**

Numa outra fase seria interessante ensaiar numa mesa dinâmica a solução proposta, no final do capítulo 2, a fim de ser validada, com o propósito de impedir as interações entre as paredes e a estrutura, que levam ao colapso precoce da mesma, aquando solicitada por um sismo de uma dada dimensão e ainda para impedir a queda das paredes periféricas para fora do seu plano, para a via pública, aquando solicitadas até para sismos de baixa intensidade.





## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Akyıldız, A. T., Kowalska-Koczwara, A., & Kwiecień, A. (2019). Stress distribution in masonry infills connected with stiff and flexible interface. *Journal of Measurements in Engineering*, 7(1), 40–46. <https://doi.org/10.21595/jme.2019.20449>
- Al-Chaar, G. (2002). “Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures”, *Construction Engineering Research Laboratory*. <https://www.researchgate.net/publication/235149444>
- APICER. (2009). “Manual de Alvenaria de Tijolo”, Centro Tecnológico da Cerâmica e do Vidro (2ª).
- Bachmann, H. (2003). “Seismic Conceptual Design of Buildings-Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.” [www.bwg.admin.ch](http://www.bwg.admin.ch)
- Braga, A. M. G. S., & Estêvão, J. M. C. (2007). Estudo da viabilidade da construção em alvenaria confinada no Algarve. *7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica*, 293–294.
- Caltech. (2022). *SCEDC*. <https://scedc.caltech.edu/earthquake/northridge1994.html>
- Carvalho, A. (2009). “Avaliação Experimental e Numérica da Influência dos Painéis de Enchimento de Alvenaria de Tijolo na Rigidez e Resposta Sísmica de Estruturas de Betão Armado.” 1–88. *Computers & Structures*. (2019).
- CORELLA, P. M. (2004). *Al-Hoceima Earthquake 24-02-2004*.
- Costa, R., & Providência, P. (2019). “Avaliação e reabilitação sísmicas de edifícios de betão armado.” *engebook*.
- Dias, A. (2011). Uma breve retrospectiva de soluções de paredes de elementos cerâmicos. *Paredes Divisórias: Passado, Presente e Futuro*.
- EC6 (Vol. 1, Issue 2005). (2011).
- EC8. (2010). [www.ipq.pt](http://www.ipq.pt)
- El-Dakhkhni, W. W., Hamid, A. A., & Elgaaly, M. (2004). “Strength and stiffness prediction of masonry infill panels” (No. 3089).
- Escudero, L. de la P., Gómez, A. M., Loopez, M. L. B., & Murillo, J. M. M. (n.d.). *DICIONÁRIO VISUAL DE ARQUITETURA*. Quimera.
- Estêvão, J. M. C. (2012). Efeitos da ação sísmica no comportamento de edifícios de betão armado com alvenarias de enchimento. In *PhD-IST*. [http://w3.ualg.pt/~jestevao/JMCE\\_Tese\\_Final\\_web.pdf](http://w3.ualg.pt/~jestevao/JMCE_Tese_Final_web.pdf)
- Estêvão, J. M. C., & Oliveira, C. S. (2014). Novo método de análise de estruturas com alvenarias de enchimento. *5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas / Encontro Nacional Betão Estrutural 2014 / 9º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, November*, 1–15, CD61.
- FARDIS, M. N. (2009). *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings*. Dorrecht: Springer.
- Furtado, A. (2013). “Avaliação de soluções de reforço para edifícios com/c vazado”, *Dissertação para obtenção do grau Mestre Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Civil*.
- Furtado, A., Arêde, A., Melo, J., Rodrigues, H., & Varum, H. (2019). “Avaliação experimental de solução de reforço para melhoramento do comportamento para fora-do-planode paredes de enchimento com recurso a reboco armado com rede em fibra de vidro”, *rpee, Série III, n.º 11*.
- Furtado, A., Vila-Pouca, N., Rodrigues, H., & Varum, H. (2021). “Impacto das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento sísmico de um edifício de 15 pisos no Nepal”, *rpee, Série III, n.º 16*.
- Guerreiro, A. (2014). “Influência das paredes de enchimento no cálculo de esforços de estruturas DCH no contexto do EC8”, *Dissertação para obtenção da Grau Mestre, Universidade do Algarve, Instituto Superior de Engenharia*.
- Halde, V. V., & Deshmukh, A. H. (2015). Review on behavior of soft storey in building. *International Research Journal of Engineering and Technology*. [www.irjet.net](http://www.irjet.net)
- Hopper, T. (2019). *The Most Doomed City in Canada*. <https://www.capitaldaily.ca/news/the-most-doomed-city-in-canada>

- Kirac, N., Dogan, M., & Ozbasaran, H. (2011). Failure of weak-storey during earthquakes. *Engineering Failure Analysis*, 18(2), 572–581. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2010.09.021>
- Kwan, J. (2023). Scientists may have found magic ingredient behind ancient Rome’s self-healing concrete. *Science Advances*. <https://doi.org/10.1126/science.adg5743>
- Leuchars, J. M., & Scrivener, J. C. (1976). “Masonry infill panels subjected to cyclic in-plane loading.” LNEC. (2005). *Resistência e vulnerabilidade sísmica dos edifícios*. <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/vulnerabilidade.html>
- Lourenço, L., & Gomes, A. (2019). “Risco Sísmico. Aprender com o Passado”, XII - Encontro Nacional de Riscos, Riscos, Associação Portuguesa de Riscos, Prevenção e Segurança.
- Marinković, M., & Butenweg, C. (2018). *Innovative System for Earthquake Resistant Masonry Infill Walls*. 1–12. <https://www.researchgate.net/publication/334697540>
- Marques, A. I., Candeias, P. X., Ferreira, J. G., Santos, A., Maria, S., & Veiga, R. (2019). “Paredes resistentes de alvenaria de tijolo reforçadas com revestimentos armados”, *rpee, Série III, n.º 10*.
- Martins, A. (2013). “Soluções de Reforço Sísmico de Paredes de Alvenaria de Enchimento”, *Dissertação para obtenção do Grau Mestre em Engenharia Civil, Universidade do Minho Escola de Engenharia*.
- Milheiro, J. L. V. (2008). *Alvenaria de Tijolo no Comportamento Sísmico de Estruturas Porticadas Existentes de Betão Armado* (Issue C). <http://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/59536>
- NTC. (2018). NTC. In *delle Infrastrutture e dei Trasporti, Ministero, Supplemento ordinario alla “Gazzetta Ufficiale”, n. 42 del 20 febbraio 2018- Serie generale. Norme Tecniche Costruzioni*.
- Oliveira, D. (1995). “Comportamento de pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria.”
- Pereira, M. (2010). *CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DA RESPOSTA MECÂNICA NO SEU PLANO E FORA DO PLANO DE PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO*. FEUP.
- Report., F. 306. (1998). *ATC - Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: basic procedures manual*.
- Rodrigues, D. (2018). “Modelação Numérica do Efeito de Paredes em Pórticos de Betão Armado Alvenaria Sujeitos a Acções Verticais”, *Dissertação para obtenção do Grau Mestre na especialização de Estruturas, UNL*.
- Rodrigues, H. (2005). “Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para a análise sísmica de edifícios”, *Dissertação para obtenção do Grau Mestre na especialização de Estruturas, FEUP*.
- Rossi, F. (2021). *Pedreiraõ*. <https://pedreiraõ.com.br/alvenaria-como-construir-as-paredes-de-tijolos-ou-blocos/>
- SHING, P. B., & MEHRABI, A. B. (2002). *Behaviour and analysis of masonry-infilled frames. Progress in Structural Engineering and Materials. Vol. 4* (3rd ed.).
- Silva, L. M., Vasconcelos, G., & Lourenço, P. B. (2016). “Artigo Keramica Sistemas de parede de enchimento em alvenaria para resistir à ação sísmica - Novos desenvolvimentos”, *Universidade do Minho*.
- SINHA, R., SHAW, R., GOYAL, A., SAITA, J., CHOUDHURY, M., ARAI, H., JAISWAL, K., K., P., & ARYA, A. S. (2001). *The Bhuj Earthquake of January 26, 2001: Consequences and future challenges. Japan: Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Bombay, India, and Earthquake Disaster Mitigation Research Center*.
- SOUSA, H. D. (2002). *Alvenarias em portugal. Situação actual e perspectivas futuras. Em Seminário sobre Paredes de Alvenaria*. (Porto: P.B).
- Varum, H. (2003). “Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings”. University of Aveiro.
- Varum, H. (2008). “Reforço Sísmico”, *a & c - arte e construção, especial reabilitação*.

## ANEXO I

### **Formulação utilizada em 2.4 e representada na Figura 2.10 do capítulo 2:**

De um modo simplificado, ao aplicar-se um deslocamento ( $\delta$ ), que simule a ação sísmica, na estrutura de rigidez ( $k$ )<sup>65</sup> dada por  $k = \frac{12EI}{L^3}$ , a força ( $F$ ) pode ser escrita do seguinte modo:  $F = k \times \delta$ . Assim, o momento fletor ( $M$ ) nas extremidades de cada pilar, de comprimento ( $L$ ) é dado por:  $M = \frac{FL}{2}$ , pelo que ao substituir-se a força ( $F$ ) na expressão do momento fletor, obtém-se:

$$M = \frac{\left(\frac{12EI}{L^3} \times \delta\right) \times L}{2} \Leftrightarrow \quad (7.1)$$

$$\Leftrightarrow M = \frac{6EI \times \delta}{L^2} \quad (7.2)$$

### **Mecanismos de rotura**

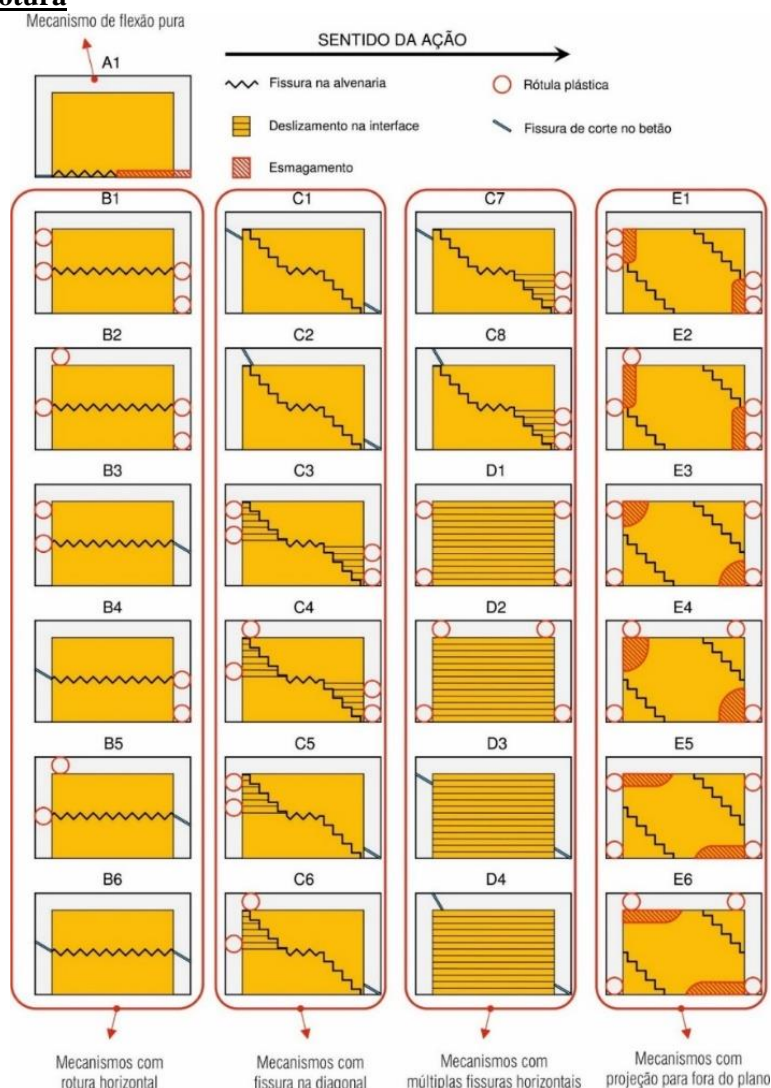


Figura 1– Mecanismos de rotura na alvenaria no plano (A e E) [adap. (Report., 1998; SHING & MEHRABI, 2002)].

Estes mecanismos surgem no decorrer de um sismo e são classificados como:

- Mecanismo de flexão pura (Mecanismo A)<sup>66</sup>;
- Mecanismo com rotura horizontal a meio do painel (Mecanismo B)<sup>67</sup>;
- Mecanismo com uma fissura diagonal (Mecanismo C)<sup>68</sup>;
- Mecanismo com múltiplas fissuras horizontais (Mecanismo D)<sup>69</sup>;
- Mecanismo com eventual esmagamento nos cantos (Mecanismo E)<sup>70</sup>;
- Mecanismo com projeção para fora do plano (Mecanismo F)<sup>71</sup>.

### Soluções tradicionais

Segundo as boas práticas deve-se proceder à colocação de grampos metálicos entre panos de parede dupla de alvenaria, para aumentar a estabilidade do conjunto<sup>72</sup> (ver Figura 2), ligando os panos de parede entre si.

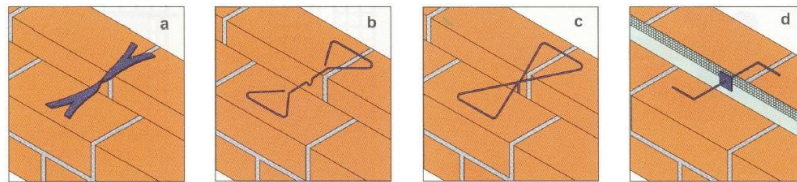


Figura 2 – Grampos correntes: (a) semirrígidos; (b); (c) e (d) flexíveis (APICER, 2009)

Estes grampos devem ser posicionados com inclinação para o exterior, mas se forem serem colocados na horizontal devem de possuir uma pingadeira para que evite o escorrimento da água para o pano interior da parede. Na periferia, as paredes também devem estar solidarizadas à estrutura, tal como se ilustra na Figura 3.

<sup>66</sup> O conjunto paredes de alvenaria – estrutura de betão armado tem um comportamento monolítico, quando sujeito a flexão (devido a ações de baixa intensidade), raramente provoca o colapso, salvo em situações onde a estrutura é muito esbelta e é deficiente em armaduras horizontais.

<sup>67</sup> Surge uma fissura no meio do painel, que promove deslizamentos relativos nas interfaces entre as unidades de alvenaria, podendo surgir roturas frágeis nos pilares adjacentes aos painéis de alvenaria, como as verificadas nos “pilares curtos”.

<sup>68</sup> Surge um incremento de esforços de compressão na diagonal da parede de alvenaria e perpendicularmente surgem trações que, ao exceder a capacidade resistente do painel provocam o aparecimento de fissuras provenientes do centro do painel, paralelas à diagonal de compressão. O aumento do deslocamento entre pisos leva as fissuras a propagarem-se até aos cantos, podendo originar uma fissura horizontal a unir as fissuras diagonais.

<sup>69</sup> Ocorre quando o comprimento do painel é muito longo, apresentando múltiplas fissuras horizontais nas interfaces entre unidades de alvenaria, devido a uma deficiente adesão entre estas ou quando a argamassa de assentamento é de baixa resistência. Ao surgirem deslocamentos relativos provocam fricção nas fissuras, aumentando a capacidade de dissipação de energia. Caso a rotura dos pilares de betão armado não seja frágil este mecanismo é bastante dúctil.

<sup>70</sup> Apresenta duas fissuras diagonais paralelas entre si, acompanhadas pelo esmagamento dos cantos, consequência das elevadas tensões na diagonal comprimida. Se os elementos estruturais forem resistentes e rígidos o esmagamento dos cantos será localizado numa pequena região, caso contrário o esmagamento dos cantos é mais extenso, podendo propagar-se para o(s) pilar(s) de betão armado, podendo provocar o colapso da alvenaria.

<sup>71</sup> Quando os movimentos do sismo são perpendiculares aos painéis de alvenaria pode levar à sua rotura para fora do plano, podendo ocorrer nos últimos pisos dos edifícios, nos primeiros pisos caso também existam forças de corte no plano das paredes (onde a cada ciclo de carga e descarga, tende a existir um “caminhar” dos painéis periféricos para fora da estrutura) e para relações entre a altura e a espessura da parede (esbelteza) usuais é preciso uma elevada vibração para que ocorra.

<sup>72</sup> Tendo em consideração a metodologia da dupla biela equivalente (3.2) apenas é possível modelar paredes de alvenaria duplas se estas apresentarem uma estabilidade semelhante às do sistema pórtico-paredes, pois só assim manterão um comportamento sísmico similar.

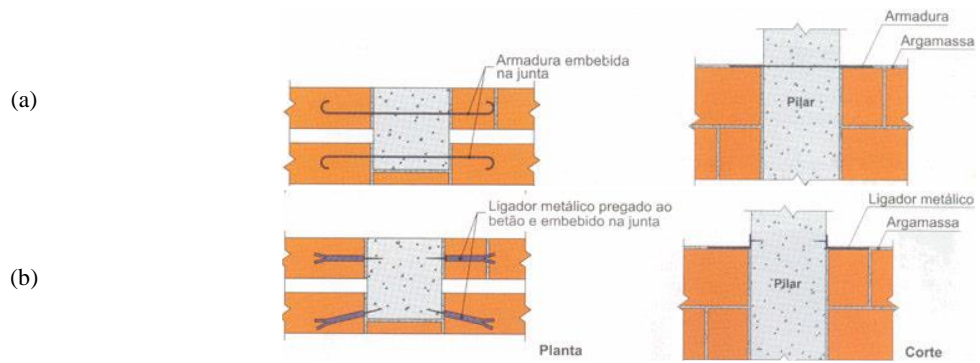


Figura 3 –Exemplos de ligações entre a estrutura e a alvenaria (APICER, 2009).

Porém, apesar dessas serem as recomendações, torna-se pouco prático e em alguns casos inexecutável a utilização destes grampos e ligações. Repare-se que as paredes duplas são, segundo a regulamentação em vigor, munidas de isolamento térmico e acústico, isto significa que ao utilizar-se os grampos, condiciona a eficácia do isolamento. Uma vez que é interrompido e/ou perfurado pelos grampos, dificultando ou impossibilitando, a instalação dos painéis correntes de isolamento térmico nas caixas-de-ar das paredes periféricas. Contudo, um modo de se realizar o isolamento térmico dessas caixas-de-ar (atravessadas por uma malha de grampos que ligam os dois panos de parede) é fazer recurso ao revestimento de isolamento térmico de poliestireno projetado no pano interior. Essas recomendações não indicam a malha de afastamentos entre grampos que ligam os dois panos de parede periférica, tanto na vertical como na horizontal. Nessas recomendações, Figura 3.(a), os ligadores de aço, que solidarizam panos de parede a um pilar, são instalados aquando da betonagem do pilar o que parece muito pouco executável pois obriga a operações difíceis na descofragem do pilar.

## Soluções alternativas

### **Soluções de reforço para melhoramento do comportamento para fora do plano de paredes de alvenaria de tijolo**

Na Figura 4(a) estão representados vários tipos de redes e elementos de ancoragem e na Figura 4(b) representam-se vários tipos de reboco.

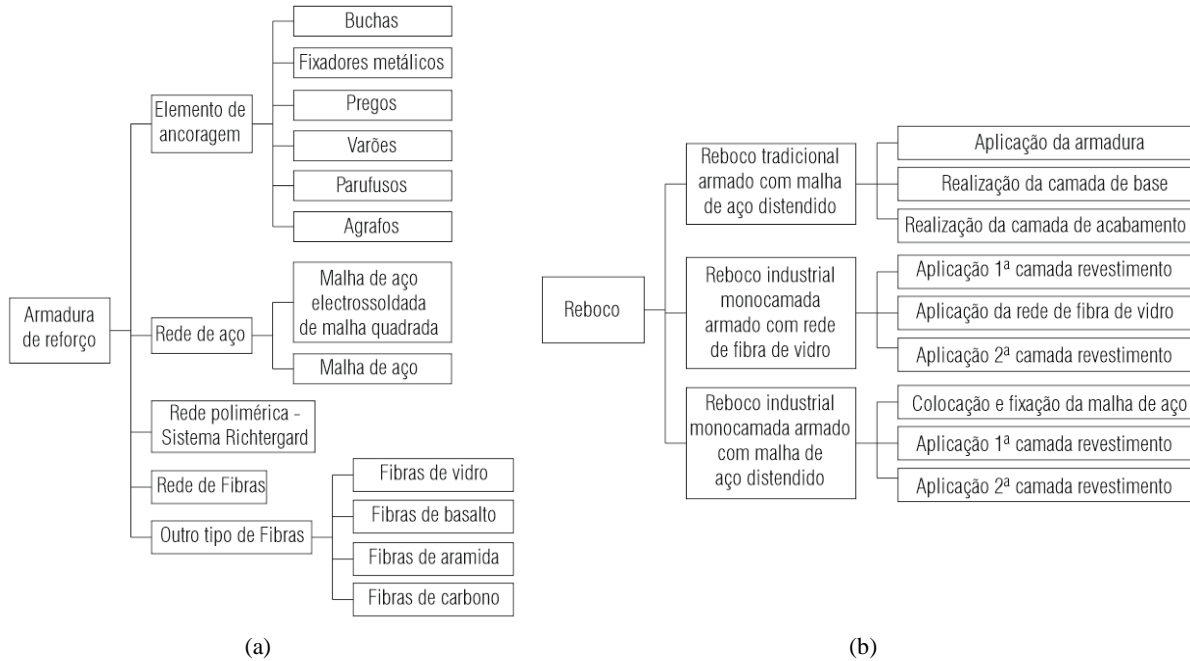


Figura 4–Tipos de: (a) redes; (b) reboco (Martins, 2013).

### **Solução tipo 2**

Numa dissertação, baseada em campanha experimental, realizaram-se ensaios de aderência e de tração em varões e malhas. Também foram realizados ensaios de flexão de paredes de alvenaria com e sem reboco armado, onde se averiguou que a insuficiência das amarras pode estar relacionada com as forças de tração envolvidas neste tipo de ensaio, pois a resistência que as duas amarras oferecem é superior à resistência mobilizada, como no caso do arrancamento de malhas inseridas averiguou-se que a insuficiência das amarras pode estar relacionada com as forças de tração envolvidas neste tipo de ensaio, pois a resistência que as duas amarras oferecem é superior à resistência mobilizada, como no caso do arrancamento de malhas inseridas.

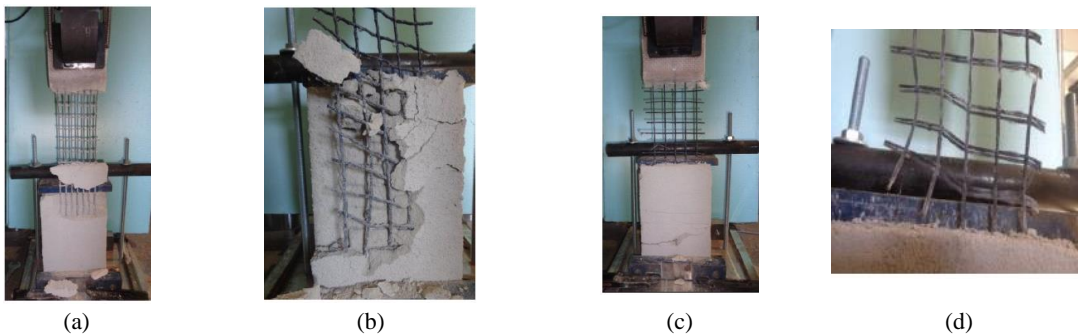


Figura 5– Modos de rotura das malhas sujeiras ao ensaio de aderência: (a) malha S&P (ARMO L 500); (b) malha levmin\_8 (2 a 16 multifilamentos de poliéster com 11 tex<sup>73</sup>); (c) malha Oevmin (1 a 16 multifilamentos de poliéster com 11 tex); (d) malha Mapei (Mapegrid G220) (Martins, 2013)

<sup>73</sup> Um multifilamento de alta tenacidade de poliéster com massa linear de 11 Tex.



Na Figura 6 apresenta-se a realização do ensaio de flexão em paredes de alvenaria de tijolo furado na tese de Andreia Martins (Martins, 2013).



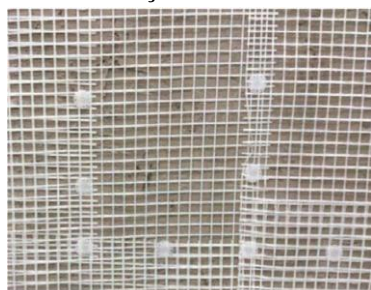
Figura 6– Esquema de ensaio de flexão em paredes de alvenaria de tijolo furado (Martins, 2013)

### **Solução 3**

Seguindo o raciocínio anterior são apresentados os procedimentos e conclusões na execução de uma parede de tijolo com recurso a reboco armado com rede em fibra de vidro, baseado numa outra campanha experimental, documentada para a avaliação desta solução de reforço (Furtado et al., 2019):

1. Efetuar a molhagem da alvenaria;
2. Aplicação do “chapisco”;
3. Posicionamento da rede de armação;
4. Fixação da rede de armação com os conectores (ver Figura 7);

Aplicação da argamassa com uma espessura de 2 cm (na campanha experimental estudada foi utilizada uma argamassa corrente de classe M5<sup>74</sup>) com aplicação de 5 faixas verticais de rede com um 1 m de largura cada, cuja sobreposição entre faixas deverá ser de 10 cm. A zona de transição entre o painel de alvenaria e os elementos estruturais de BA foram reforçadas com uma dupla camada de rede, segundo a recomendação do fornecedor, com uma delimitação total de 30 cm de largura (15 cm na zona do painel e 15 cm na zona dos elementos de BA). Para realizar a ancoragem da rede de amarração aos elementos de BA foram utilizados conectores metálicos.”



(a)



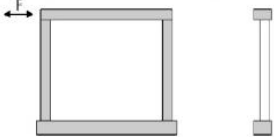
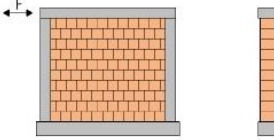
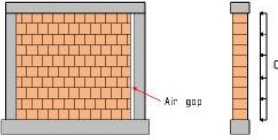
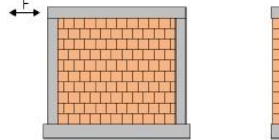
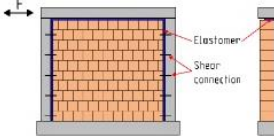
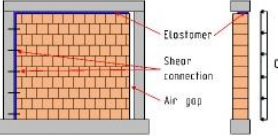
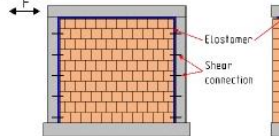
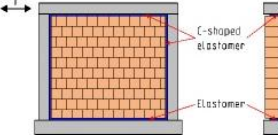
(b)

Figura 7– (a) Fixação da rede de armação; (b) conector do painel tipo “bolacha”, munido de buchas metálicas e disco plástico (Furtado et al., 2019)

Na Tabela 1 apresentam-se várias soluções desenvolvidas e estudadas, que visam diminuir ou eliminar problemas que surgem durante a ocorrência de sismos, no plano e fora do plano das paredes de alvenaria de tijolo (Marinković & Butenweg, 2018).

<sup>74</sup> Classe M5: argamassa de resistência à compressão de 5 N/mm<sup>2</sup>.

Tabela 1 –Visão geral do programa de teste com sistemas A-D (Marinković & Butenweg, 2018).

System	In-plane - Out-of-plane	Out-of-plane	In plane + Out-of-plane
<b>A</b> Bare frame			
<b>B</b> Traditional			
<b>C</b> IMES			
<b>D</b> INODIS			

## ANEXO II

Na Tabela 1 representam-se as dimensões dos pilares modelados.

Tabela 1 – Dimensões dos pilares

Pilares	N [kN]	Área mínima	b [m]	h [m]	Área [cm <sup>2</sup> ]	v	Área adotada [cm <sup>2</sup> ]	v novo
P1	550,20	507,87	0,25	0,30	750	0,44	750	0,44
P2	760,30	701,78	0,40	0,30	1200	0,38	1200	0,38
P3	760,30	701,78	0,40	0,30	1200	0,38	1200	0,38
P4	550,20	507,87	0,25	0,30	750	0,44	750	0,44
P5	826,70	763,1	0,25	0,40	1000	0,5	2200	0,225
P6	826,70	763,1	0,25	0,40	1000	0,5	1000	0,5
P7	826,70	763,1	0,25	0,40	1000	0,5	1000	0,5
P8	826,70	763,1	0,25	0,40	1000	0,5	1000	0,5
P9	596,60	550,68	0,25	0,30	750	0,48	750	0,48
P10	835,00	770,77	0,55	0,30	1650	0,3	1650	0,3
P11	835,00	770,77	0,55	0,30	1650	0,3	1650	0,3
P12	596,60	550,68	0,25	0,30	750	0,48	750	0,48
P13	110,80	102,28	0,25	0,25	625	0,11	625	0,11
P14	141,10	130,25	0,25	0,25	625	0,14	625	0,14
P15	141,10	130,25	0,25	0,25	625	0,14	625	0,14
P16	110,80	102,28	0,25	0,25	625	0,11	625	0,11

Na Tabela 2 representam-se as dimensões das vigas modeladas.

Tabela 2 – Dimensões das vigas

Designação	b [m]	h [m]	L [m]
V1	0,30	0,50	5,65
V2	0,30	0,50	3,40
V3	0,30	0,50	5,65
V4	0,20	0,50	5,73
V5	0,20	0,50	1,63
V6	0,20	0,50	5,73
V7	0,20	0,50	5,73
V8	0,20	0,50	5,73
V9	0,30	0,50	5,65
V10	0,30	0,50	3,10
V11	0,30	0,50	5,65
V12	0,25	0,50	5,93
V13	0,25	0,50	3,37
V14	0,25	0,50	5,70
V15	0,25	0,50	3,98
V16	0,25	0,50	4,08
V17	0,25	0,50	4,08
V18	0,25	0,50	3,98
V19	0,25	0,50	3,60
V20	0,20	0,50	1,10
V21	0,2	0,50	1,10
V22	0,25	0,50	3,60
V23	0,25	0,50	3,98
V24	0,20	0,50	4,08
V25	0,20	0,50	4,08
V26	0,25	0,50	3,98
V27	0,25	0,50	2,95
V28	0,25	0,50	2,95
V29	0,25	0,50	2,95
V30	0,25	0,50	2,95

Os resultados dos cálculos realizados neste anexo baseiam-se na formulação apresentada em 3.2.

**- Cálculo da largura das bielas e do comprimento ( $l_c$ ): painéis da Fachada Principal**

Na Figura 1 representa-se a fachada principal do edifício em estudo em 5.

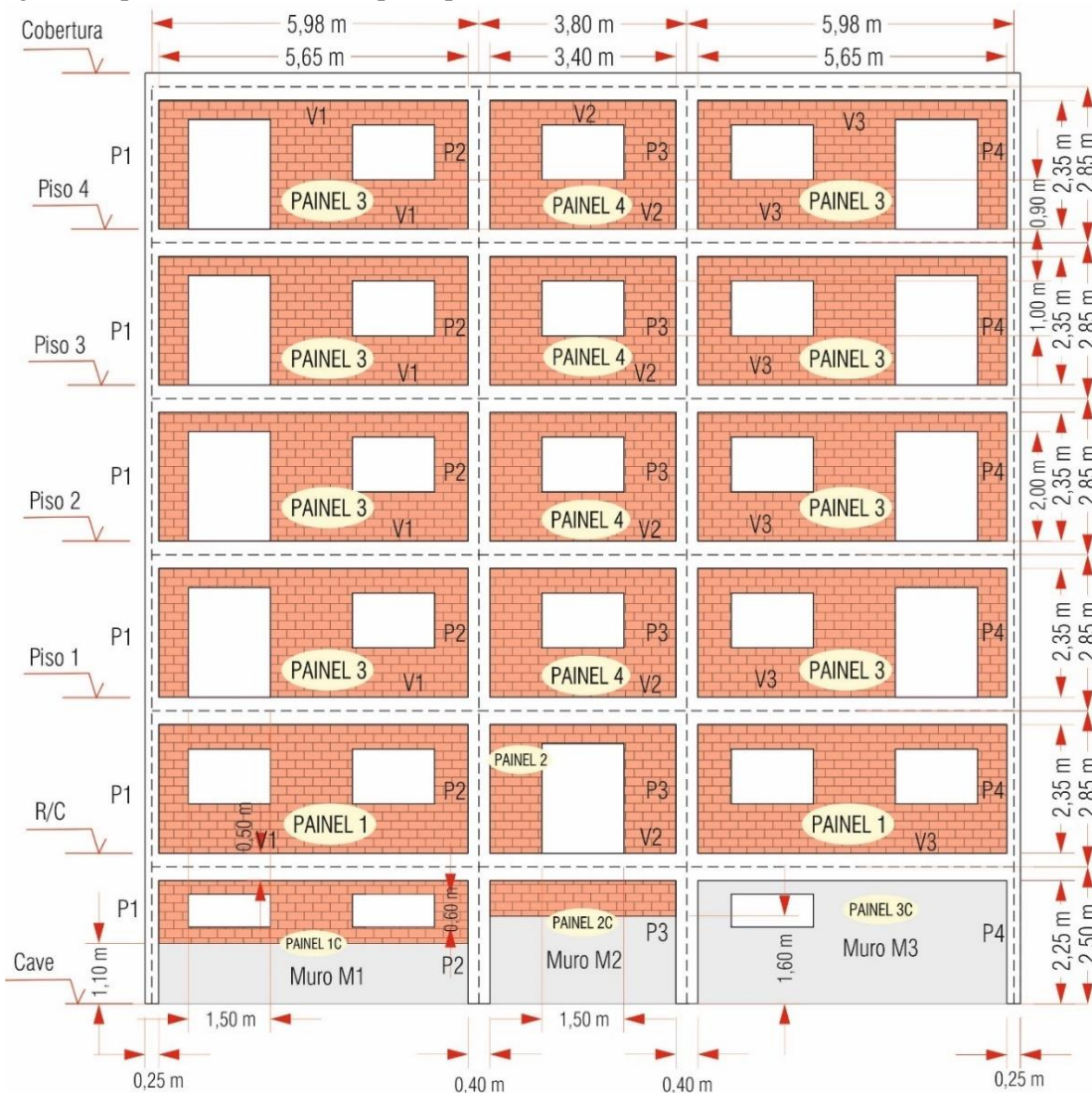


Figura 1 - Fachada Principal

Para se proceder ao cálculo das larguras das bielas para os painéis da fachada principal e da fachada a tardoz, do R/C à Cobertura, calcularam-se os valores ponderados, relativos ao módulo da elasticidade e ao coeficiente de poisson, como se apresenta na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores ponderados dos painéis: Fachada Principal e Tardoz do R/C à Cobertura

Tipo de alvenaria	Dimensões	esp. <sup>75</sup> [m]	E <sup>76</sup> [GPa]	$\nu$ <sup>77</sup>
Alvenaria de tijolo furado vulgar	30x20x15	0,15	2,108	0,8432
Alvenaria de tijolo furado vulgar	30x20x11	0,11	0,8545	0,3418
Valor ponderado	-	0,26	1,5777	0,6311
E[kN/m <sup>2</sup> ]	-	-	1577673	-

Na Tabela 4 e na Tabela 5 apresentam-se os dados necessários para o cálculo das larguras das bielas e do comprimento ( $l_c$ ), relativos aos painéis de alvenaria, do R/C à Cobertura, da Fachada Principal.

<sup>75</sup> esp. – espessura.

<sup>76</sup> E- módulo de elasticidade.

<sup>77</sup>  $\nu$  – coeficiente de Poisson.

Tabela 4 - Dados para o cálculo das bielas: Fachada Principal do R/C à Cobertura

Parede de Alvenaria			Pilares de betão armado			Painel
Designação	Método(s) de Cálculo da largura da biela		E [GPa]	$I_{p\text{média}}$ [m <sup>4</sup> ]	H [m]	E [kN/m <sup>2</sup> ]
PA1	Al-Chaar	Mainstone (1971)	31000000	0,0010	2,85	1577673,08
PA2	Al-Chaar	Mainstone (1971)	31000000	0,0016	2,85	1577673,08
PA3	Al-Chaar	Mainstone (1971)	31000000	0,0010	2,85	1577673,08
PA4	Al-Chaar	Mainstone (1971)	31000000	0,0016	2,85	1577673,08

Tabela 5 - Dados para o cálculo das bielas e resultados do  $\lambda H$ : Fachada Principal do R/C à Cobertura

Designação	Painel							
	h [m] ou $h_1$ [m]	l [m]	$\Theta_c$ [rad]	$\Theta_c$ [°]	t [m]	$\lambda$	$\lambda H$	d [m]
PA1	2,35	5,65	0,39	22,58	0,26	1,00	2,85	6,12
PA2	2,35	3,4	0,60	34,65	0,26	0,95	2,71	4,13
PA3	2,35	5,65	0,39	22,58	0,26	1,00	2,85	6,12
PA4	2,35	3,4	0,60	34,65	0,26	0,95	2,71	4,13

Na Tabela 6 apresentam-se os resultados obtidos para a largura das bielas e para o comprimento ( $l_c$ ), referentes aos painéis, da Cave ao R/C, da fachada principal.

Tabela 6 - Largura das bielas e comprimento ( $l_c$ ): Fachada Principal do R/C à Cobertura

Designação	Painel						Biela	
	D [m]	$A_{\text{painel}}$ [m <sup>2</sup> ]	$A_{\text{abertura}}$ [m <sup>2</sup> ]	$(R_1)_i$	h/t	$(R_2)_i$	largura $W_r$ /escora	$l_c$ [m]
PA1	12,24	13,28	3,00	0,67	9,04	1	0,236	0,25
PA2	8,27	7,99	3,00	0,48	9,04	1	0,117	0,14
PA3	12,24	13,28	4,50	0,53	9,04	1	0,185	0,24
PA4	8,27	7,99	1,50	0,72	9,04	1	0,175	0,21

Relativamente aos muros de betão armado e paredes de alvenaria, presentes entre a Cave e o R/C, fez-se uma ponderação dos valores, como se apresenta na Tabela 7 e na Tabela 8.

Tabela 7 - Ponderação dos valores dos painéis 1C, 2C e 3C

	Parâmetros	P1C	P2C	P3C
Relações Alturas	$h_{\text{total}}$ [m]	2,25	2,25	2,25
	$h_{\text{muro}}$ [m]	1,1	1,6	2,25
	$h_{\text{alvenaria}}$ [m]	1,15	0,65	0
	% muro	49%	71%	100%
	% alvenaria	51%	29%	0%
Relações Espessuras	$esp_{\text{total}}$ [m]	0,2	0,2	0,2
	$esp_{\text{muro}}$ [m]	0,2	0,2	0,2
	$esp_{\text{parede}}$ [m]	0,15	0,15	0,15
Relação total entre alturas e	% muro	62%	78%	100%
	% alvenaria	38%	22%	0%
Módulo de Elasticidade	$E_{\text{betão}}$ [GPa]	31000000	31000000	31000000
	$E_{\text{alvenaria}}$ [GPa]	2108000	2108000	2108000
	$E_{\text{ponderado}}$ [Gpa]	19924733	24740067	31000000
Espessura	$esp_{\text{ponderada}}$ [m]	0,18	0,19	0,20
Peso específico	$\gamma_{\text{BA}}^{78}$	25,00	25,00	25,00
	$\gamma_{\text{Alv}}^{79}$	6,13	6,13	6,13
	$\gamma_{\text{ponderado}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	17,77	20,91	25,00

Tabela 8 - Valores ponderados dos painéis 1C, 2C e 3C: módulo de elasticidade, espessura e peso específico

		P1C	P2C	P3C
Valores ponderados	$E_{\text{ponderado}}$ [GPa]	19924733	24740067	31000000
	$esp_{\text{ponderada}}$ [m]	0,18	0,19	0,20
	$\gamma_{\text{ponderado}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	17,77	20,91	25,00

<sup>78</sup>  $\gamma_{\text{BA}}$  -Peso específico do betão armado.

<sup>79</sup>  $\gamma_{\text{Alv}}$  - Peso específico da alvenaria de tijolo.

Na Tabela 9 e na Tabela 10 apresentam-se os dados necessários para o cálculo das larguras das bielas e do comprimento ( $l_c$ ), relativos aos painéis de alvenaria, da Cave ao R/C, da Fachada Principal.

Tabela 9 - Dados para o cálculo das bielas: Fachada Principal da Cave ao R/C

Designação	Método (s) de Cálculo da largura da biela		Pilares			Painel	
			$E_{pilares}$ [GPa]	$I_{p\text{média}}$ [m <sup>4</sup> ]	H [m]	$E$ [kN/m <sup>2</sup> ]	h [m] ou $h_1$ [m]
P1C	Al-Chaar	Mainstone	31000000	0,0010	2,5	19924733	2,25
P2C	Mainstone (1971)		31000000	0,0016	2,5	24740067	2,25
P3C	Al-Chaar	Mainstone	31000000	0,0010	2,5	31000000	2,25

Tabela 10 - Dados para o cálculo das bielas: Fachada Principal da Cave ao R/C

Designação	Painel						
	l [m]	$\Theta_c$ [rad]	$\Theta_c$ [°]	t [m]	$\lambda$	$\lambda H$	d [m]
P1C	5,65	0,38	21,71	0,18	1,73	4,32	6,08
P2C	3,4	0,59	33,50	0,19	1,76	4,41	4,08
P3C	5,65	0,38	21,71	0,2	1,98	4,95	6,08

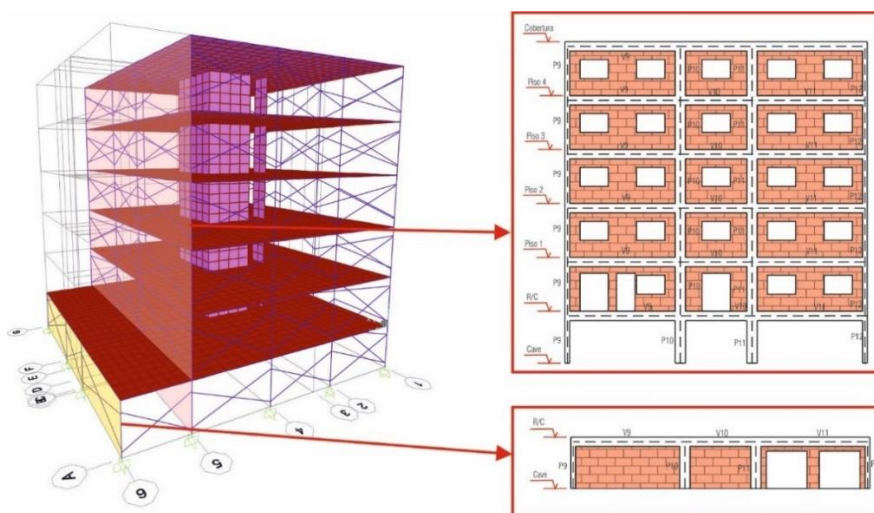
Na Tabela 11 apresentam-se os resultados obtidos para a largura das bielas e para o comprimento ( $l_c$ ), referentes aos painéis de fachada principal.

Tabela 11 - Largura das bielas e comprimento ( $l_c$ ): Fachada Principal da Cave ao R/C

Designação	Painel						Biela	
	D [m]	$A_{\text{painel}}$ [m <sup>2</sup> ]	$A_{\text{abertura}}$ [m <sup>2</sup> ]	$(R_1)_i$	h/t	$(R_2)_i$	largura $W$ ou $w$ /escora [m]	$l_c$ [m]
P1C	12,16	12,71	1,8	0,79	12,50	1	0,233	0,25
P2C	8,15	7,65	0	1,00	11,84	1	0,197	0,23
P3C	12,16	12,71	0,9	0,89	11,25	1	0,250	0,26

### - Cálculo da largura das bielas e do comprimento ( $l_c$ ): painéis da Fachada a Tardoz

Na AII Figura 2 representa-se um dos modelos 3D, desenvolvido em SAP2000, e a fachada a tardoz em dois planos distintos.



AII Figura 2- Fachada a Tardoz - Planos

Na Figura 3 representa-se a fachada a tardoz do edifício em estudo em 5.



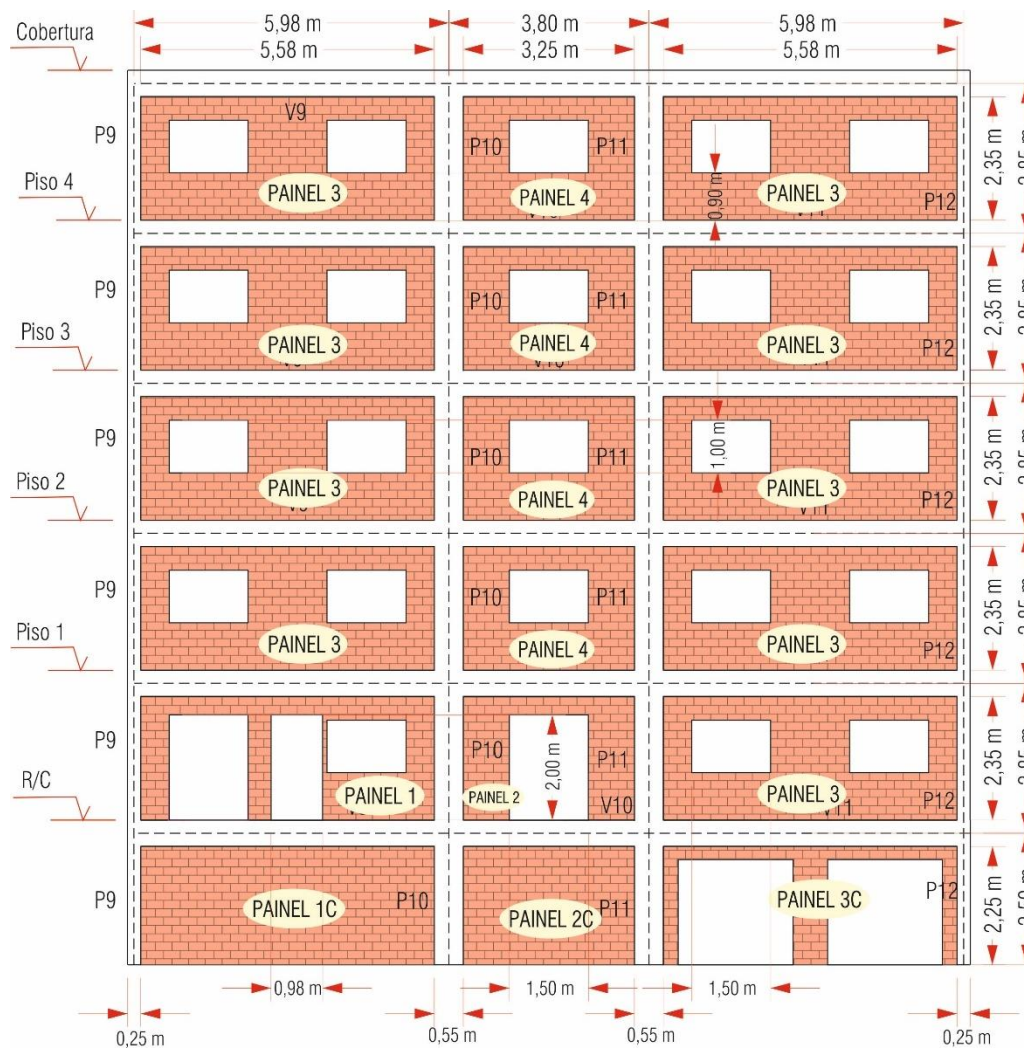


Figura 3-Fachada a Tardoz

Na Tabela 12 e na Tabela 13 apresentam-se os dados necessários para o cálculo das larguras das bielas e do comprimento ( $l_c$ ), relativos aos painéis de alvenaria, do R/C à Cobertura, da Fachada a Tardoz.

Tabela 12-Dados para o cálculo das bielas: Fachada a Tardoz do R/C à Cobertura.

Parede de Alvenaria			Pilares			Painel
Designação	Método(s) de Cálculo da largura da biela		$E_{pilares}$ [GPa]	$I_{p\acute{m}edia}$ [m <sup>4</sup> ]	H [m]	E [kN/m <sup>2</sup> ]
PA1	Al-Chaar	Mainstone (1971)	31000000	0,00228	2,85	1577673,08
PA2	Al-Chaar	Mainstone (1971)	31000000	0,00416	2,85	1577673,08
PA3	Al-Chaar	Mainstone (1971)	31000000	0,00228	2,85	1577673,08
PA4	Al-Chaar	Mainstone (1971)	31000000	0,00416	2,85	1577673,08

Tabela 13 - Dados para o cálculo das bielas e resultados do ( $\lambda H$ ): Fachada a Tardoz do R/C à Cobertura.

Designação	Painel							
	h [m] ou $h_1$ [m]	l [m]	$\Theta_c$ [rad]	$\Theta_c$ [°]	t [m]	$\lambda$	$\lambda H$	d [m]
PA1	2,35	5,58	0,40	22,84	0,26	0,82	2,32	6,05
PA2	2,35	3,25	0,63	35,87	0,26	0,75	2,15	4,01
PA3	2,35	5,58	0,40	22,84	0,26	0,82	2,32	6,05
PA4	2,35	3,25	0,63	35,87	0,26	0,75	2,15	4,01

Na Tabela 14 apresentam-se os resultados obtidos para a largura das bielas e para o comprimento ( $l_c$ ), referentes aos painéis, do R/C à Cobertura, da fachada a tardoz.

Tabela 14- Largura das bielas e comprimento ( $l_c$ ): Fachada Principal do R/C à Cobertura

Designação	Painel						Biela	
	D [m]	$A_{\text{painel}}$ [m <sup>2</sup> ]	$A_{\text{abertura}}$ [m <sup>2</sup> ]	$(R_1)_i$	h/t	$(R_2)_i$	largura $W_r$ /escora [m]	$l_c$ [m]
PA1	12,11	13,11	5,48	0,44	9,04	1,00	0,165	0,19
PA2	8,02	7,64	3,00	0,46	9,04	1,00	0,120	0,15
PA3	12,11	13,11	3,00	0,67	9,04	1,00	0,252	0,28
PA4	8,02	7,64	1,50	0,71	9,04	1,00	0,183	0,21

Na Tabela 15 e na Tabela 16 apresentam-se os dados necessários para o cálculo das larguras das bielas e do comprimento ( $l_c$ ), relativos aos painéis de alvenaria, da Cave ao R/C, da Fachada Principal.

Tabela 15-Dados para o cálculo das bielas: Fachada a Tardoz da Cave ao R/C

Designação	Parede de Alvenaria		Pilares			Painel	
	Método (s) de Cálculo da largura da biela		$E_{\text{pilares}}$ [GPa]	$I_{\text{p}}^{\text{média}}$ [m <sup>4</sup> ]	H [m]	E[kN/m <sup>2</sup> ]	h [m] ou $h_1$ [m]
P1C	Mainstone (1971)		31000000	0,0003	2,5	27629267	2,25
P2C	Mainstone (1971)		31000000	0,0003	2,5	2108000	2,25
P3C	Al-Charar	Mainstone (1971)	31000000	0,0003	2,5	2108000	2,25

Tabela 16-Dados para o cálculo das bielas: Fachada a Tardoz da Cave ao R/C

Designação	Painel						
	l [m]	$\Theta_c$ [rad]	$\Theta_c$ [°]	t [m]	$\lambda$	$\lambda H$	d [m]
P1C	5,93	0,363	20,78	0,15	2,35	5,86	6,34
P2C	3,37	0,589	33,73	0,15	1,34	3,35	4,05
P3C	5,70	0,376	21,54	0,15	1,24	3,10	6,13

Na Tabela 17 apresentam-se os resultados obtidos para a largura das bielas e para o comprimento ( $l_c$ ), referentes aos painéis de fachada principal.

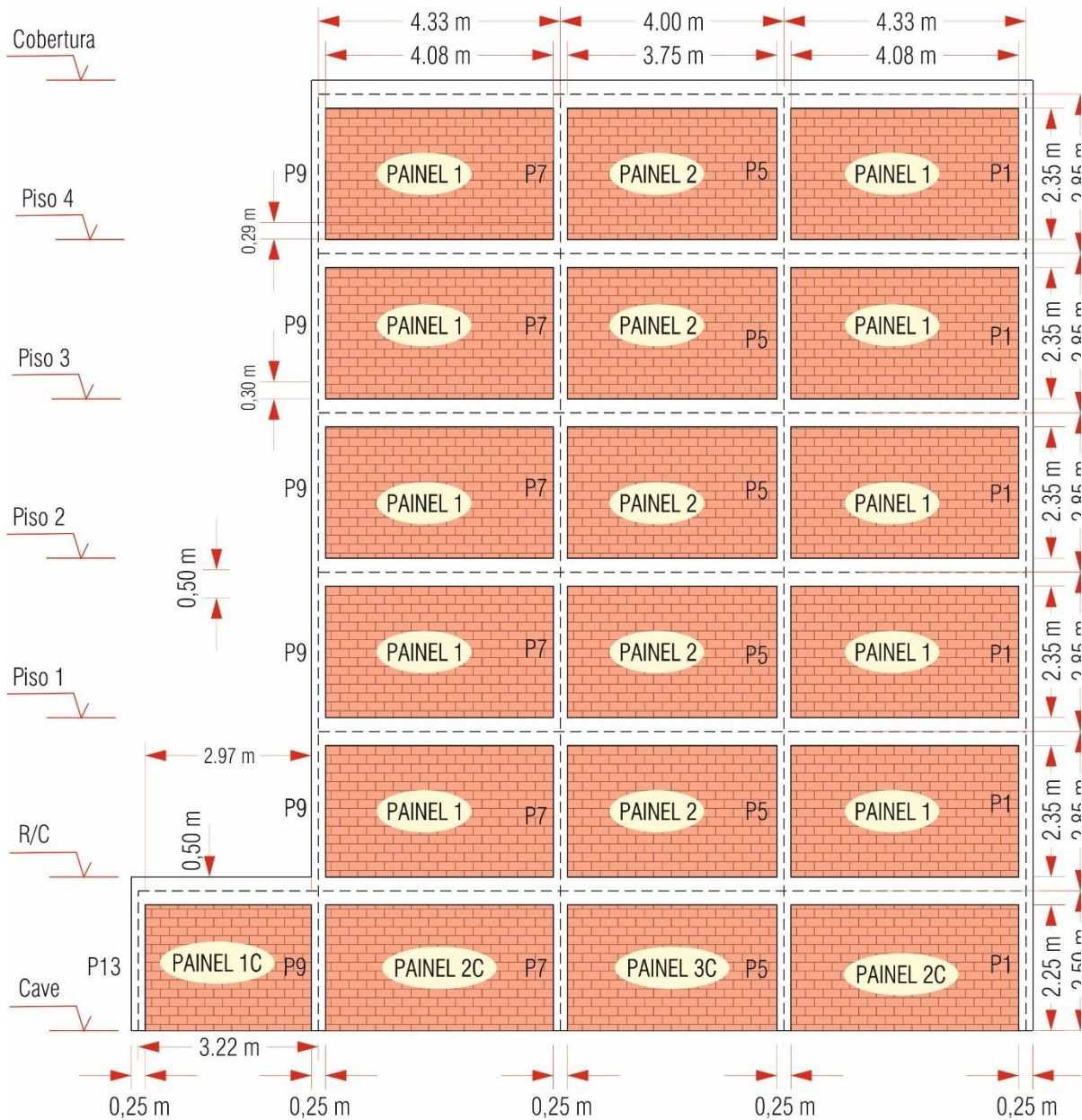
Tabela 17- Largura das bielas e comprimento ( $l_c$ ): Fachada a Tardoz da Cave ao R/C

Designação	Painel						Biela		
	D [m]	$A_{\text{painel}}$ [m <sup>2</sup> ]	$A_{\text{abertura}}$ [m <sup>2</sup> ]	$(R_1)_i$	h/t	$(R_2)_i$	largura $W$ /escora [m]	largura $W_r$ /escora [m]	$l_c$ [m]
P1C	12,69	13,34	0	1	15	1	0,326	-	0,34
P2C	8,10	7,58	0	1	15	1	0,219	-	0,25
P3C	12,26	12,83	8,72	0,190	15	1	-	0,065	0,07



**- Cálculo da largura das bielas e do comprimento (lc): painéis da Fachada Lateral Esquerda**

Na AII Figura 4 representa-se a fachada lateral esquerda do edifício em estudo em 5.



AII Figura 4 - Fachada lateral esquerda

Para se proceder ao cálculo das larguras das bielas para os painéis das fachadas laterais, do R/C à Cobertura, calcularam-se os valores ponderados, relativos ao módulo da elasticidade e ao coeficiente de poisson, como se apresenta na Tabela 18.

Tabela 18 - Valores ponderados dos painéis: Fachadas Laterais do R/C à Cobertura

Tipo de alvenaria	Dimensões	esp. [m]	E [GPa]	$\nu$
Alvenaria de tijolo furado vulgar	30x20x11	0,11	0,8545	0,3418
Alvenaria de tijolo furado vulgar	30x20x11	0,11	0,8545	0,3418
Valor ponderado	-	0,22	0,8545	0,3418
E[kN/m <sup>2</sup> ]	-	-	854500	-

Na Tabela 19 e Tabela 20 na apresentam-se os dados necessários para o cálculo das larguras das bielas e do comprimento ( $l_c$ ), relativos aos painéis de alvenaria, do R/C à Cobertura, da Fachada Lateral Esquerda.

Tabela 19 - Dados para o cálculo das bielas: Fachada Lateral Esquerda do R/C à Cobertura

Designação	Parede de Alvenaria		Pilares		Vigas	Painel
	Método de Cálculo da largura da biela		$E_{pilares}$ [GPa]	$I_{p\acute{m}edia}$ [m <sup>4</sup> ]	H [m]	E [kN/m <sup>2</sup> ]
PA1	Mainstone (1971)		31000000	0,0005	2,85	854500
PA2	Mainstone (1971)		31000000	0,0005	2,85	854500

Tabela 20 - Dados para o cálculo das bielas e resultados do ( $\lambda H$ ): Fachada Lateral Esquerda do R/C à Cobertura

Designação	Painel							
	h [m] ou $h_1$ [m]	l [m]	$\Theta_c$ [rad]	$\Theta_c$ [°]	t [m]	$\lambda$	$\lambda H$	d [m]
PA1	2,35	4,08	0,52	29,94	0,22	1,05	3,00	4,71
PA2	2,35	3,75	0,56	32,07	0,22	1,03	2,93	4,43

Na Tabela 21 apresentam-se os resultados obtidos para a largura das bielas e para o comprimento ( $l_c$ ), referentes aos painéis, do R/C à cobertura, da fachada principal.

Tabela 21- Largura das bielas e comprimento ( $l_c$ ): Fachada Lateral Esquerda do R/C à Cobertura

Designação	Painel						Biela	
	D [m]	$A_{painel}$ [m <sup>2</sup> ]	$(R_1)_i$	h/t	$A_{abertura}/A_{painel}$	$(R_2)_i$	larguraW/escora [m]	$l_c$ [m]
PA1	9,42	9,59	1,00	10,68	0,57	1,00	0,266	0,3
PA2	8,85	8,81	1,00	10,68	0,34	1,00	0,252	0,29

Para se proceder ao cálculo das larguras das bielas para os painéis da fachada lateral esquerda, da Cave ao R/C, utilizaram-se os valores representados na Tabela 22.

Tabela 22 - Valores dos painéis: Fachada Lateral Esquerda da Cave ao R/C.

Tipo de alvenaria	Dimensões	esp. [m]	E [GPa]	$\nu$
Alvenaria de	30x20x15	0,15	2,108	0,8432
E[kN/m <sup>2</sup> ]	-	-	2108000	-

Na Tabela 923 e na Tabela 1024 apresentam-se os dados necessários para o cálculo das larguras das bielas e do comprimento ( $l_c$ ), relativos aos painéis de alvenaria, da Cave ao R/C, da Fachada Lateral Esquerda.

Tabela 23 - Dados para o cálculo das bielas: Fachada Lateral Esquerda da Cave ao R/C

Designação	Parede de Alvenaria		Pilares			Painel	
	Método de Cálculo da largura da biela		$E_{pilares}$ [GPa]	$I_{p\acute{m}edia}$ [m <sup>4</sup> ]	H [m]	E [kN/m <sup>2</sup> ]	h [m] ou $h_1$ [m]
P1C	Mainstone (1971)		31000000	0,0004	2,5	2108000	2,25
P2C	Mainstone (1971)		31000000	0,0005	2,5	2108000	2,25
P3C	Mainstone (1971)		31000000	0,0005	2,5	2108000	2,25

Tabela 24-Dados para o cálculo das bielas: Fachada Lateral Esquerda da Cave ao R/C

Designação	Painel						
	l [m]	$\Theta_c$ [rad]	$\Theta_c$ [°]	t [m]	$\lambda$	$\lambda H$	d [m]
P1C	2,97	0,65	37,15	0,15	1,32	3,30	3,73
P2C	4,08	0,50	28,88	0,15	1,20	3,01	4,66
P3C	3,75	0,54	30,96	0,15	1,18	2,94	4,37

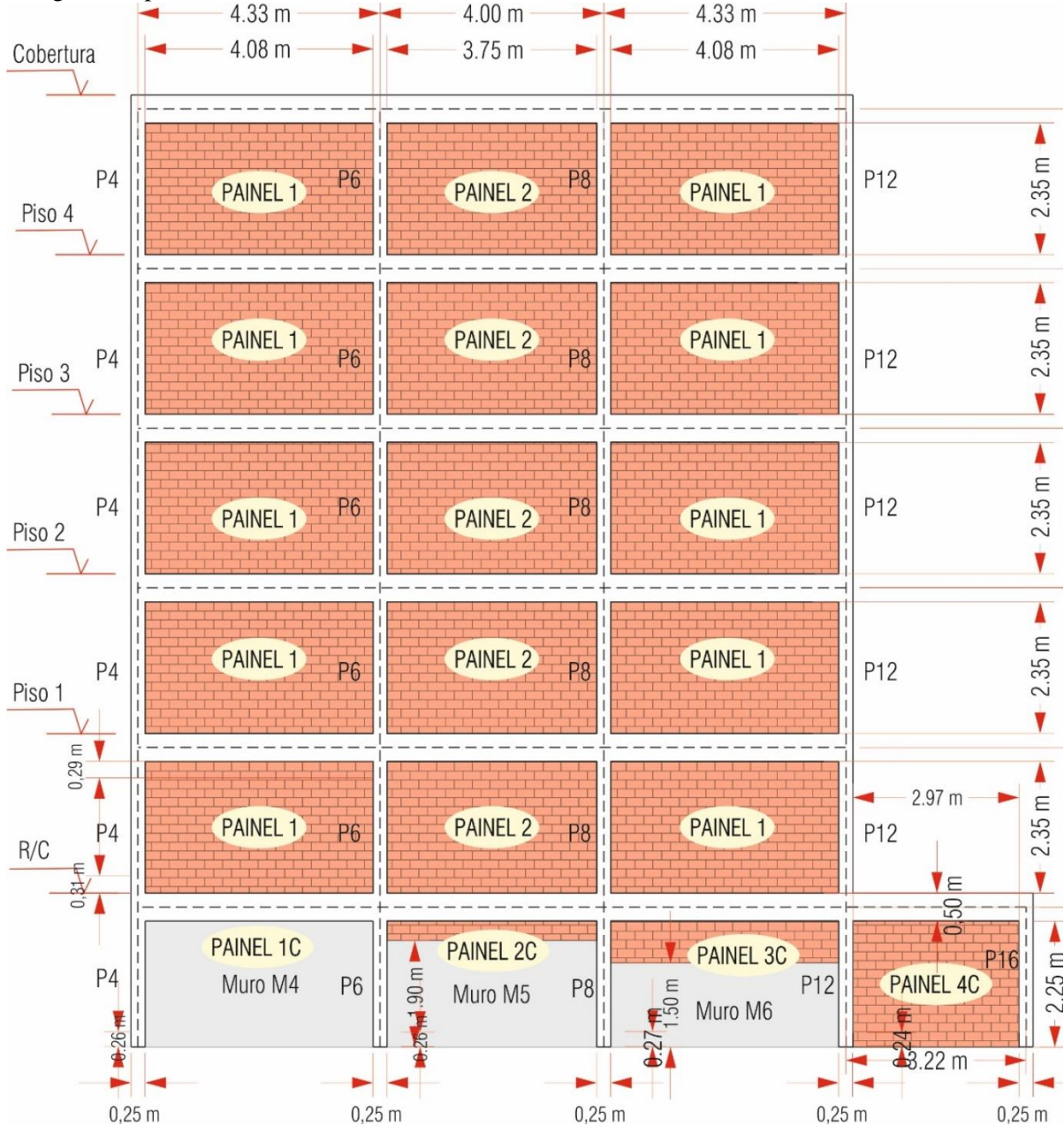
Na Tabela 25 apresentam-se os resultados obtidos para a largura das bielas e para o comprimento ( $l_c$ ), referentes aos painéis de fachada lateral esquerda, da cave ao R/C.

Tabela 25-Dados para o cálculo das bielas: Fachada Lateral Esquerda da Cave ao R/C

Designação	Painel					Biela	
	D [m]	A <sub>painel</sub> [m <sup>2</sup> ]	(R <sub>1</sub> ) <sub>i</sub>	h/t	(R <sub>2</sub> ) <sub>i</sub>	largura W/escora [m]	l <sub>c</sub> [m]
P1C	7,45	6,68	1	15	1	0,202	0,25
P2C	9,32	9,18	1	15	1	0,262	0,29
P3C	8,75	8,44	1	15	1	0,248	0,29

**- Cálculo da largura das bielas e do comprimento (l<sub>c</sub>): painéis da Fachada Lateral Direita**

Na Figura 5 representa-se a fachada lateral direita do edifício em estudo em 5.



Na Tabela 26 e na Tabela 27 apresentam-se os dados necessários para o cálculo das larguras das bielas e do comprimento (l<sub>c</sub>), relativos aos painéis de alvenaria, do R/C à Cobertura, da Fachada Lateral Direita.

Tabela 26 - Dados para o cálculo das bielas: Fachada Lateral Direita do R/C à Cobertura

Parede de Alvenaria		Pilares			Painel
Designação	Método de Cálculo da largura da biela	$E_{pilares}$ [GPa]	$I_{p\text{média}}$ [m <sup>4</sup> ]	H [m]	E [kN/m <sup>2</sup> ]
PA1	Mainstone (1971)	31000000	0,0005	2,85	854500
PA2	Mainstone (1971)	31000000	0,0005	2,85	854500

Tabela 27 - Dados para o cálculo das bielas e resultados do ( $\lambda H$ )

Designação	Painel							
	h [m] ou h <sub>1</sub> [m]	l [m]	$\Theta_c$ [rad]	$\Theta_c$ [°]	t [m]	$\lambda$	$\lambda H$	d [m]
PA1	2,35	4,08	0,52	29,94	0,22	1,05	3,00	4,71
PA2	2,35	3,87	0,55	31,27	0,22	1,02	2,92	4,53

Na Tabela 218 apresentam-se os resultados obtidos para a largura das bielas e para o comprimento ( $l_c$ ), referentes aos painéis, da Cave ao R/C, da fachada lateral direita.

Tabela 28- Largura das bielas e comprimento ( $l_c$ ): Fachada Lateral Direita do R/C à Cobertura

Designação	Painel					Biela	
	D [m]	$A_{\text{painel}}$ [m <sup>2</sup> ]	(R <sub>1</sub> ) <sub>i</sub>	h/t	(R <sub>2</sub> ) <sub>i</sub>	larguraW/escora [m]	$l_c$ [m]
PA1	9,42	9,59	1,00	10,68	1,00	0,266	0,31
PA2	9,06	9,09	1,00	10,68	1,00	0,258	0,29

Para se proceder ao cálculo das larguras das bielas para os painéis das fachada lateral direita, da Cave ao R/C, calcularam-se os valores ponderados, relativos ao módulo da elasticidade e ao coeficiente de Poisson, como se apresenta na Tabela 29 e na Tabela 30.

Tabela 29-Valores ponderados dos painéis: Fachada Principal e Tardoz do R/C à Cobertura

Parâmetros		P1C	P2C	P3C
Relações Alturas	$h_{\text{total}}$ [m]	2,25	2,25	2,25
	$h_{\text{muro}}$ [m]	2,25	1,9	1,5
	$h_{\text{alvenaria}}$ [m]	0	0,35	0,75
	% muro	100%	84%	67%
	% alvenaria	0%	16%	33%
Relações Espessuras	$esp_{\text{total}}$ [m]	0,2	0,2	0,2
	$esp_{\text{muro}}$ [m]	0,2	0,2	0,2
	$esp_{\text{parede}}$ [m]	0,15	0,15	0,15
Relação total entre alturas e espessuras	% muro	100%	88%	75%
	% alvenaria	0%	12%	25%
Módulo de Elasticidade	$E_{\text{betão}}$ [GPa]	31000000	31000000	31000000
	$E_{\text{alvenaria}}$ [GPa]	2108000	2108000	2108000
	$E_{\text{ponderado}}$ [GPa]	31000000	27629267	23777000
Espessura	$esp_{\text{ponderada}}$ [m]	0,20	0,19	0,19
Peso específico	$\gamma_{BA}$	25,00	25,00	25,00
	$\gamma_{Alv}$	6,13	6,13	6,13
	$\gamma_{\text{ponderado}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25,00	22,80	20,28

Tabela 30-Valores ponderados dos painéis: Fachada Principal e Tardoz do R/C à Cobertura

		M <sub>4</sub>	M <sub>5</sub>	M <sub>6</sub>
Valores ponderados	$E_{\text{ponderado}}$ [GPa]	31000000	27629267	23777000
	$esp_{\text{ponderada}}$ [m]	0,20	0,19	0,19
	$\gamma_{\text{ponderado}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25,00	22,80	20,28

Na Tabela 31 e na Tabela 32 apresentam-se os dados necessários para o cálculo das larguras das bielas e do comprimento ( $l_c$ ), relativos aos painéis de alvenaria, da Cave ao R/C, da Fachada Lateral Direita.

Tabela 31 - Dados para o cálculo das bielas: Fachada Lateral Esquerda da Cave ao R/C

Parede de Alvenaria		Pilares			Painel	
Designação	Método de Cálculo da largura da biela	$E_{\text{pilares}}$ [GPa]	$I_{\text{média}}$ [m <sup>4</sup> ]	H [m]	$E$ [kN/m <sup>2</sup> ]	h [m] ou h1 [m]
PA1	Mainstone (1971)	31000000	0,00045573	2,5	31000000	2,25
PA2	Mainstone (1971)	31000000	0,00052083	2,5	27629267	2,25
PA3	Mainstone (1971)	31000000	0,00045573	2,5	23777000	2,25
PA4	Mainstone (1971)	31000000	0,00035807	2,5	2108000	2,25

Tabela 32 - Dados para o cálculo das bielas e resultados do ( $\lambda H$ )

Designação	Painel						
	l [m]	$\Theta_c$ [rad]	$\Theta_c$ [°]	t [m]	$\lambda$	$\lambda H$	d [m]
PA1	4,08	0,50	28,88	0,20	2,53	6,34	4,66
PA2	3,75	0,54	30,96	0,19	2,38	5,94	4,37
PA3	4,08	0,50	28,88	0,19	2,34	5,85	4,66
PA4	2,97	0,65	37,15	0,15	1,32	3,30	3,73

Na Tabela 33 apresentam-se os resultados obtidos para a largura das bielas e para o comprimento ( $l_c$ ), referentes aos painéis da fachada lateral direita.

Tabela 33 - Dados para o cálculo das bielas: Fachada Lateral Direita da Cave ao R/C

Designação	Painel					Biela	
	D [m]	$A_{\text{painel}}$ [m <sup>2</sup> ]	$(R_1)_i$	h/t	$(R_2)_i$	larguraW/escora [m]	$l_c$ [m]
PA1	9,32	9,18	1,00	11,25	1,00	0,234	0,26
PA2	8,75	8,44	1,00	11,84	1,00	0,224	0,26
PA3	9,32	9,18	1,00	11,84	1,00	0,240	0,27
PA4	7,45	6,68	1,00	15,00	1,00	0,202	0,24



## ANEXO III

### Ação sísmica (E)

#### Classe de importância

No EC8 são definidos sete tipos de solo consoante os parâmetros:

- O valor da velocidade média das ondas de corte ( $v_{s,30}$ );
- O valor do número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica ( $N_{SPT}$ );
- A resistência ao corte não drenada do solo ( $c_u$ ).

O espectro de resposta elástica,  $S_e(T)$ , é definido pelo EC8 segundo as seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \times S \times \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2,5 - 1) \right] \quad (8.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \quad (8.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (8.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (8.4)$$

Sendo:

$S_e(T)$  – Espectro de resposta elástico;

$T$  – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

$a_g$  – Valor de cálculo da aceleração à superfície;

$T_B$  – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_C$  – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_D$  – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

$S$  – Coeficiente do solo;

$\eta$  – Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência  $\eta=1$  para 5% de amortecimento viscoso.

### Combinações de ações

As combinações de ações consideradas na análise da estrutura em estudo são (NP EN 1990):

ELU – Combinação fundamental (art.º 6.4.3.2 – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (8.5)$$

ELU – Combinação para a situação de projeto sísmica (art.º 6.4.3.4 – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (8.6)$$

ELS – Combinação característica (art.º 6.5.3 (a) – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (8.7)$$

ELS – Combinação frequente (art.º 6.5.3 (b) – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (8.8)$$

ELS – Combinação quase-permanente (art.º 6.5.3 (c) – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (8.9)$$

Em que:

“+” – Significa “a combinar com”;

$\sum$  – Significa “o efeito combinado de”;

$E_d$  – Valor de dimensionamento para o efeito de uma ação;

$G_k$  – Valor característico de uma ação permanente;

$Q_{k,i}$  – Valor característico de uma ação variável;

$Q_{k,1}$  – Valor característico de uma ação variável base;

$\gamma_G$  – Coeficiente parcial para as ações permanentes;

$\gamma_Q$  – Coeficiente parcial para as ações variáveis;

$\psi_0$  – Coeficiente de combinação para as ações variáveis;

$\psi_1$  – Coeficiente de combinação frequente para as ações variáveis;

$\psi_2$  – Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis;

$A_{Ed}$  – Valor de cálculo para a ação sísmica.

## Pré-dimensionamento

### **Requisito de resistência**

Relativamente a 5.7.1, é preciso respeitar o seguinte requisito de resistência (EC8, 2010):

Seja ( $A_c$ ) a área da seção transversal do pilar, então o valor reduzido da força axial ( $v$ ), parâmetro adimensional, que para pilares sísmicos primários de DCM, é superior a 0,1 e inferior a 0,65 é dado por:

$$v_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (8.10)$$

Onde:

$N_d$  - esforço normal a que o pilar está sujeito;

$A$  - área da seção transversal do pilar;

$f_{cd}$  - tensão de rotura à compressão do betão;

$v_d$  - esforço normal reduzido.



### Restrição geométrica

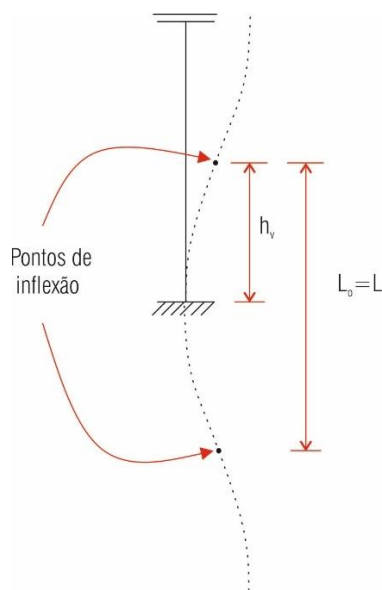
A Cl. 5.4.1.2.2 do EC8 indica que, a menos que o valor de  $(\theta)$  seja inferior a 0,10, com os resultados condicionantes, apresentados na Tabela 1, as dimensões da secção transversal de pilares sísmicos primários deverão cumprir a seguinte condição:

$$b_v \geq \frac{h_v}{10} \quad \text{com } \theta > 0,10 \quad (8.11)$$

Onde,

$b_v$  - dimensão considerada da secção do pilar (altura ou largura);

$h_v$  - distância máxima da extremidade do pilar ao ponto de inflexão da deformada que se encontra num plano paralelo à dimensão em questão



1 – Comprimento de encurvadura em torno do eixo x-x, sendo x a direção longitudinal (nas 2 direções adotou-se o mesmo L)

Na Tabela 1 apresentam-se os valores utilizados para a verificação da geometria.

Tabela 1 - Restrição geométrica

Restrição geométrica			
Modelo	$b_v$ [m]	$h_v$ [m]	$b_v \geq \frac{h_v}{10}$ com $\theta > 0,10$
MSB/ MCB	0,4	1,42	Satisfaz
MSB/ MCB	0,55	1,42	Satisfaz

Como é possível constatar pela Tabela 1, as restrições geométricas, em ambas as direções, e em ambos os modelos é satisfeita.

### CrITÉrios de Regularidade em Planta

Um edifício regular em planta deve respeitar as condições impostas pelo EC8, relativas à simetria da rigidez lateral e à distribuição de massas, de modo a que a configuração em planta seja compacta e a rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais.

Um edifício regular em planta deve respeitar as seguintes condições impostas pelo EC8:

- i) A rigidez lateral e a distribuição de massas da estrutura do edifício devem ser aproximadamente simétricas em planta em relação a dois eixos ortogonais.
- ii) A configuração em planta deve ser compacta, ou seja, deve ser delimitada, em cada piso, por uma linha poligonal convexa. Se existirem recuos em relação a essa linha (ângulos reentrantes ou bordos recuados), poderá considerar-se que existe regularidade em planta se esses recuos não afetarem a rigidez do piso no plano e se, para cada um deles, a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa que o envolve não é superior a 5 % da área do piso.
- iii) A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição das forças entre os elementos. Assim, as formas L, C, H, I e X em planta deverão ser cuidadosamente examinadas, em particular no que diz respeito à rigidez dos ramos laterais salientes, que deverá ser comparável à da parte central, de forma a satisfazer a condição de diafragma rígido. Para efeitos do comportamento global do edifício, deverá ser considerada a aplicação deste parágrafo.
- iv) Seja ( $L_{\text{máx}}$ ) a maior dimensão em planta do edifício e ( $L_{\text{min}}$ ) a menor dimensão em planta do edifício então a esbelteza ( $\lambda$ ) dada pela expressão  $\lambda = L_{\text{máx}}/L_{\text{min}}$  não deve ser superior a 4
- v) A cada nível e para cada direção de cálculo  $x$  e  $y$ , a excentricidade estrutural ( $e_o$ ) e o raio de torção ( $r$ ) devem verificar as duas condições seguintes, expressas para ambas as direções de cálculo:

$$e_{0x} \leq 0,30 \times r_x \quad e_{0y} \leq 0,30 \times r_y \quad (8.12)$$

$$r_x \geq I_s \quad r_y \geq I_s \quad (8.13)$$

Onde,

$e_{0x}$  – distância, em metros, entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção  $x$ , perpendicular à direção de cálculo considerada, dada por  $e_{0x} = x_{C.R} - x_{C.M}$ , aplicando-se o mesmo para  $e_{0y}$  segundo  $y$  dado por  $e_{0y} = y_{C.R} - y_{C.M}$ ;

$r_x$  - raio de torção segundo  $x$ , dado pela raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção ( $K_\theta$ ), em kN/rad, e a rigidez lateral na direção  $y$  ( $K_y$ ), em kN/m, dado pela expressão:

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} \quad (8.14)$$

$r_y$  - raio de torção segundo  $y$ , dado pela raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção ( $K_\theta$ ), em kN/rad, e a rigidez lateral na direção  $x$  ( $K_x$ ), em kN/m, dado pela expressão:

$$r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}} \quad (8.15)$$

$l_s$  - raio de giração da massa do piso em planta, é dado pela expressão:

$$l_s = \sqrt{\frac{I_p}{m}} \quad (8.16)$$

Onde,

$m$  - é massa do piso em planta

$I_p$  - é o momento polar de inércia dado por:  $I_p = \rho \cdot \left[ \frac{a \cdot b^3}{12} + \frac{a \cdot b}{12} \right] = \frac{m}{12} (a^2 + b^2)$ , onde ( $\rho$ ) é a

carga quase-permanente do edifício (ton) dada por:  $\rho = \frac{\gamma}{g}$ , sendo ( $\gamma$ ) o peso total do piso, em

kN, ( $g$ ) a aceleração da gravidade, em  $m/s^2$ , ( $m$ ) a massa quase permanente do edifício ( $ton \cdot m^2$ ), dada por:  $m = \rho \times a \times b$ , onde ( $a$ ) e ( $b$ ) correspondem às medidas dos pisos do edifício em planta (m).

A primeira condição (8.12) é designada de condição 1 e condição 2, respetivamente para as direções  $x$  e  $y$ , e a segunda condição (8.13) é designada de condição 3 e 4, respetivamente para as direções  $x$  e  $y$  na Tabela 6.

Para o cálculo do centro de massa utilizaram-se as expressões ( $x_{CM}$ ) e ( $y_{CM}$ ) e para o centro de rigidez utilizaram-se as expressões ( $x_{CR}$ ) e ( $y_{CR}$ ) como se apresenta em (8.17)

$$\left\{ \begin{array}{l} x_{CM} = \frac{\sum m_i \cdot x_i}{\sum x_i} \\ y_{CM} = \frac{\sum m_i \cdot y_i}{\sum y_i} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} x_{CR} = \frac{\sum I_{y_i} \cdot x_i}{\sum I_{y_i}} \\ y_{CR} = \frac{\sum I_{x_i} \cdot y_i}{\sum I_{x_i}} \end{array} \right. \quad (8.17)$$

Calculam-se as inércias destes elementos, retangulares, através das equações (8.18):

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = \frac{a \times b^3}{12} \\ I_y = \frac{a^3 \times b}{12} \end{array} \right. \quad (8.18)$$

Onde:

$a$  e  $b$  - medidas da secção do elemento, como se apresenta na Figura 2;

$I_x, I_y$  - inércias em torno de  $x$  e  $y$ , respetivamente.

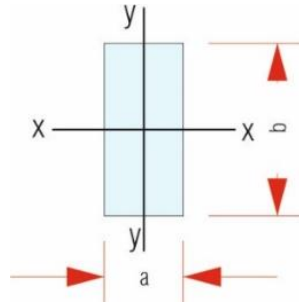


Figura 2 – Identificação geométrica de a e b

Seguidamente faz-se o estudo do edifício relativamente aos requisitos i), ii), iii), iv) e v):

Relativamente a i), o edifício é simétrico em relação ao eixo do xx, já em relação ao eixo do yy o edifício é aproximadamente simétrico, tendo apenas como diferença as paredes.

Não existem recuos, significativos, portanto a estrutura cumpre esta condição.

A condição iii) admite que o edifício terá que formar um diafragma rígido.

No ponto 4.3.1 (4) do EC8 admite-se que para se formar um diafragma rígido a estrutura não deverá ter deslocamentos horizontais relativos a excederem, em qualquer ponto, 10%. Condição que se verifica.

Relativamente à condição iv), sabe-se que  $L_{\text{máx}} = 16,16$  m e que  $L_{\text{mín}} = 12,96$  m, pelo que, a esbelteza ( $\lambda$ ) é dada por:

$$\lambda = \frac{L_{\text{máx}}}{L_{\text{mín}}} = \frac{16,16}{12,96} = 1,25 \text{ m} \quad (8.19)$$

Como  $\lambda \leq 4$ , a condição iv) é satisfeita.

Para a verificação da condição v) é necessário realizar várias etapas:

1. Cálculo dos centros de massa e de rigidez;
2. Cálculo das excentricidades;
3. Cálculo do coeficiente de combinação ( $\psi_{Ei}$ );
4. Cálculo da massa ( $\rho$ );
5. Cálculo da rigidez de cada piso;
6. Cálculo do momento polar ( $I_p$ ), dos raios de torção e de giração;
7. Averiguação das condições.

### **1-Cálculo dos centros de massa e de rigidez**

Para se realizar o cálculo das excentricidades ( $e_{ox}$ ) e ( $e_{oy}$ ), primeiramente, calculam-se os centros de rigidez e de massa para os diferentes pisos (R/C, pisos elevados e cobertura), o que foi possível através de uma rotina de cálculo desenvolvida em MATLAB.

É de salientar que, devido às diferenças das dimensões em planta do rés-do-chão para os restantes pisos e à diferença de massas dos pisos elevados em relação à cobertura, fez-se o cálculo de 3 centros de massa.

Para o cálculo dos centros de massa contribuem as seguintes cargas:

- Peso próprio dos elementos em betão,
- RCP em vigas, que substitui o peso das paredes de alvenaria,
- RCP em lajes, que substitui o peso dos revestimentos e das paredes interiores,

Para o cálculo do peso próprio faz-se o volume dos elementos estruturais (pilares, paredes, lajes, vigas) e multiplica-se pelo peso volúmico do betão armado. Relativamente aos elementos estruturais verticais (pilares e paredes) importa salientar que a contribuição do seu peso para um determinado piso é conseguida através da metade do elemento acima desse piso e da metade do elemento abaixo desse piso.

Para o cálculo dos centros de rigidez admite-se que os elementos horizontais (lajes e vigas) conferem apenas efeito de diafragma e têm-se em consideração os elementos verticais (pilares e paredes).

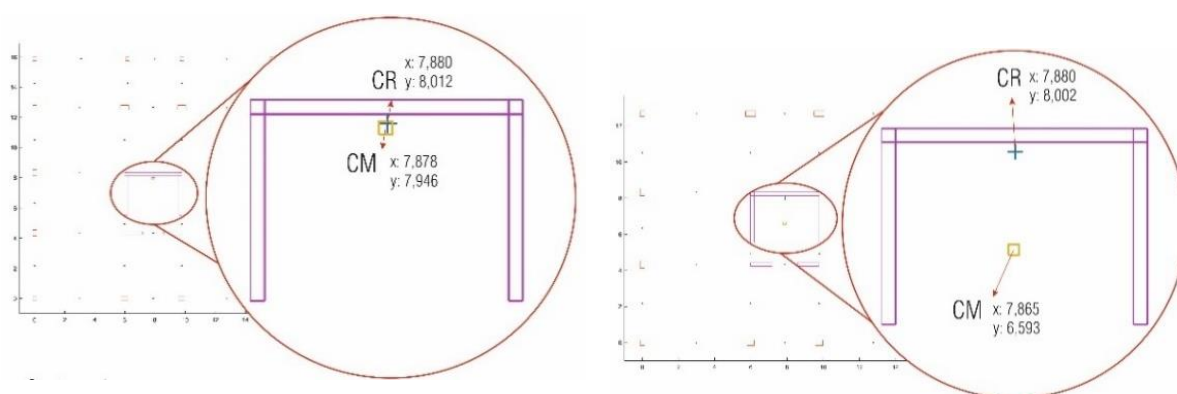
Calculam-se as inércias destes elementos, retangulares.

Na AIII Tabela 2 apresentam-se os centros de massa do rés-do-chão, dos pisos elevados e da cobertura.

AIII Tabela 2 - Centros de rigidez e centros de massa

		R/C	Pisos elevados	Cobertura
CR	x	7,880	7,880	7,880
	y	8,012	8,002	8,002
CM	x	7,878	7,865	7,878
	y	7,946	6,593	7,946

Nas figuras seguintes apresentam-se as localizações dos centros de massa e rigidez (ver Figura 5 e Figura 6), com as imagens obtidas através da rotina desenvolvida em MATLAB e editadas no CORELDRAW para uma melhor perceção.



(a) (b)  
Figura 3 - Centros de rigidez e massa: (a) R/C; (b) Pisos elevados.

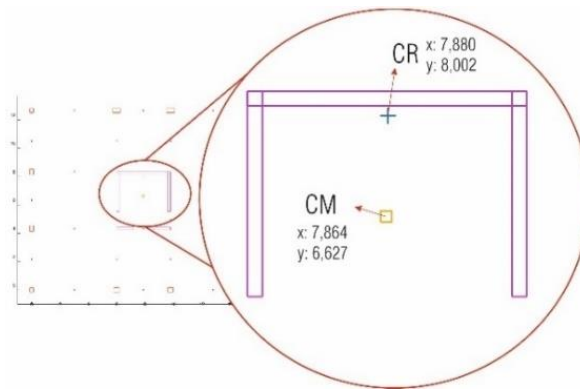


Figura 6 -Centros de rigidez e massa da cobertura

## 2- Cálculo das excentricidades

Em seguida, obtiveram-se as respectivas excentricidades presentes na Tabela 3.

Tabela 3- Excentricidades

Excentricidades		
	$e_{ox}$ [m]	$e_{oy}$ [m]
Cave	0,002	0,066
Pisos elevados	0,015	1,409
Cobertura	0,002	0,056

## 3- Cálculo do coeficiente de combinação ( $\psi_{Ei}$ )

O coeficiente de combinação ( $\psi_{Ei}$ ) tem impacto sobre a massa ( $\rho$ ), sendo utilizado para a minoração das sobrecargas aquando a contabilização das massas dos pisos, e obtém-se através expressão (8.20):

$$\psi_{Ei} = \phi \cdot \psi_{2i} \quad (8.20)$$

Onde o coeficiente ( $\phi$ ) é de 0,8 para pisos com ocupações correlacionadas (Quadro 4.2 do EC8) e o coeficiente de combinação ( $\psi_{2i}$ ) é de 0,3 para zonas de habitação (Quadro A1.1 do EC0). Assim tem-se:

$$\psi_{Ei} = 0,8 \times 0,3 = 0,24 \quad (8.21)$$

## 4- Cálculo da massa ( $\rho$ )

Seja (CP) a carga permanente e (SC) a sobrecarga, ambas em ton, então a massa ( $\rho$ ) é dada por:

$\rho = CP + SC \times \psi_{Ei}$ . Na Tabela 4 apresentam-se os valores necessários para o cálculo da massa ( $\rho$ ) e os respetivos resultados referentes a cada piso.

Tabela 4 –Carga quase-permanente do edifício ( $\rho$ )

Carga quase-permanente do edifício ( $\rho$ )						
	R/C	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Cobertura
CP [ton]	244,71	201,00	201,00	201,00	201,00	201,00
SC [ton]	51,04	40,69	40,69	40,69	40,69	8,14
$\phi$	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
$\psi_{2i}$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
$\psi_{Ei}$	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
$\rho$ [ton]	256,96	210,77	210,77	210,77	210,77	202,96

### 5- Cálculo da rigidez de cada piso

Através da aplicação de forças e momentos consideráveis no centro de rigidez de cada piso, no modelo 3D MSB, é possível retirar, posteriormente, os deslocamentos e utilizá-los para o cálculo da rigidez de cada piso.

Assim, após o cálculo das massas ( $\rho$ ), realizou-se o cálculo da rigidez lateral e a rigidez de torção (Tabela 5), obtidas com base nos deslocamentos do modelo desenvolvido em SAP2000 (Tabela 6), provocados pela aplicação, no centro de rigidez de cada piso de:

- uma força de 1000 kN na direção X para a obtenção dos deslocamentos segundo X ( $d_x$ );
- uma força de 1000 kN na direção Y para a obtenção dos deslocamentos segundo Y ( $d_y$ );
- um momento torsor de 1000 kN.m para a obtenção da rotação ( $\theta$ ).

$$F = \delta \times k \Leftrightarrow k = \frac{F}{\delta} ; M = \theta \times k \Leftrightarrow k = \frac{M}{\theta} \quad (8.22)$$

Tabela 5 – Deslocamentos e rigidez em cada direção.

Piso	SAP2000	Rigidez Lateral	SAP2000	Rigidez Lateral	SAP2000	Rigidez de Torção
	$d_x$ (m)	$K_x$ (kN/m)	$d_y$ (m)	$K_y$ (kN/m)	$\theta$ (rad)	
R/C	0,0049	204081,6327	0,0052	192307,6923	6,00E-05	16666666,67
Piso 1	0,0148	67567,56757	0,0155	64516,12903	0,00018	5555555,56
Piso 2	0,0252	39682,53968	0,0278	35971,22302	0,0003	3333333,33
Piso 3	0,0349	28653,29513	0,0401	24937,65586	0,00044	2272727,27
Piso 4	0,0432	23148,14815	0,0516	19379,84496	0,0011	909090,91
Cobertura	0,0502	19920,31873	0,0618	16181,22977	0,00069	1449275,36

### 6- Cálculo do momento polar ( $I_p$ ), dos raios de torção e de giração

Posteriormente, calculou-se o momento polar ( $I_p$ ), com base nas massas ( $\rho$ ) e ( $m$ ) e o raio de torção ( $I_s$ ), com base no momento polar ( $I_p$ ) e na massa ( $m$ ). Na Tabela 6 constam os resultados dos cálculos que dizem respeito à ao requisito v).

Tabela 6 – Verificação do requisito v) da regularidade em planta.

	R/C	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Cobertura
$k_\theta$	1,67E+07	5555555,56	3333333,33	2272727,27	909090,909	1449275,362
$k_x$	204081,633	67567,5676	39682,5397	28653,2951	23148,1481	19920,31873
$k_y$	192307,692	64516,129	35971,223	24937,6559	19379,845	16181,22977
$r_x$	<b>9,309</b>	<b>9,280</b>	<b>9,626</b>	<b>9,547</b>	<b>6,849</b>	<b>9,464</b>
$r_y$	<b>9,037</b>	<b>9,068</b>	<b>9,165</b>	<b>8,906</b>	<b>6,267</b>	<b>8,530</b>
$\rho$ [ton]	256,96	210,77	210,77	210,77	210,77	202,96
$a_x$ [m]	16,01	16,01	16,01	16,01	16,01	16,01
$b_y$ [m]	16,16	12,96	12,96	12,96	12,96	12,96
$m$ [ton.m <sup>2</sup> ]	66460,04	43732,56	43732,56	43732,56	43732,56	42111,51
$I_p$ [ton.m <sup>4</sup> ]	2865004,43	1546243,77	1546243,77	1546243,77	1546243,77	1488928,56
$I_s$ [m]	<b>6,57</b>	<b>5,95</b>	<b>5,95</b>	<b>5,95</b>	<b>5,95</b>	<b>5,95</b>
$e_{ox}$ [m]	<b>0,002</b>	<b>0,015</b>	<b>0,015</b>	<b>0,015</b>	<b>0,015</b>	<b>0,002</b>
$e_{oy}$ [m]	<b>0,066</b>	<b>1,409</b>	<b>1,409</b>	<b>1,409</b>	<b>1,409</b>	<b>0,056</b>

Condição 1 <sup>80</sup> :	Satisfeita	Satisfeita	Satisfeita	Satisfeita	Satisfeita	Satisfeita
Condição 2:	Satisfeita	Satisfeita	Satisfeita	Satisfeita	Satisfeita	Satisfeita
Condição 3 <sup>81</sup> :	Satisfeita	Satisfeita	Satisfeita	Satisfeita	Satisfeita	Satisfeita
Condição 4:	Satisfeita	Satisfeita	Satisfeita	Satisfeita	Satisfeita	Satisfeita

### **7-Averiguação das condições**

Como os critérios de regularidade em planta do EC8 são verificados, então, conclui-se que o edifício é regular em planta.

### **Crítérios de Regularidade em Altura**

Para o edifício ser considerado regular em altura deve cumprir determinadas condições presentes no EC8:

- i) Todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício.
- ii) A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício considerado.
- iii) Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes. Neste contexto, os aspetos particulares das estruturas em pórtico com enchimentos de alvenaria são tratados em 4.3.6.3.2.
- iv) No caso de um único recuo localizado nos 15% superiores da altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 20% da dimensão da planta do nível inferior.

A estrutura em estudo respeita as condições i), ii) e iii) e o recuo que apresenta está de acordo com a descrição da condição iv) como se mostra a seguir:

$$0,15 \times H_{\text{total}} = 0,15 \times 14,25 = 2,14\text{m} \quad (8.23)$$

Como se trata de um recuo único e localiza-se acima de 2,14 m, em 2,85 m, então faz-se:

$$\frac{L_3 + L_1}{L} = \frac{3,22}{15,88} = 0,20 \quad (8.24)$$

Uma vez que o valor é igual a 0,20 então cumpre o critério iv), conclui-se que o edifício em estudo é regular em altura.

<sup>80</sup> A condição 1 e a condição 2, relativas à primeira condição de (8.12), respetivamente para as direções x e y.

<sup>81</sup> A condição 3 e a condição 4, relativas à segunda condição (8.13), respetivamente para as direções x e y.



### Coefficiente de comportamento (q)

Para a quantificação do coeficiente de comportamento (q) é necessário definir a classe de ductilidade e o sistema estrutural. Admitiu-se que esta estrutura é de classe de ductilidade média (DCM) e como determinado em 5.4.2, o sistema estrutural do edifício em estudo é um sistema de paredes.

Definidos a classe de ductilidade e o sistema estrutural é possível determinar o coeficiente de comportamento através da expressão abaixo:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (8.25)$$

Em que:

$q_0$  - valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade em altura;

$k_w$  - coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

Como se trata de um edifício regular em altura, o valor do coeficiente de comportamento ( $q_0$ ) corresponde ao valor assinalado a negrito na Tabela 7 que consta no EC8.

Tabela 7 - Valor básico do coeficiente de comportamento ( $q_0$ ) para sistemas regulares em altura

Tipo estrutural	DCM	DCH
<b>Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas</b>	<b>3,0 <math>\alpha_u/\alpha_1</math></b>	4,5 $\alpha_u/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	4,0 $\alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

O valor básico de comportamento ( $q_0$ ) é de 3,0  $\alpha_u/\alpha_1$ , uma vez que um edifício de sistema de paredes, pela cláusula 5.2.2.2(5) do EC8, onde  $\alpha_u/\alpha_1$  toma o valor de 1,3. Assim o valor do coeficiente de comportamento (q) é dado por:

$$q = 3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3 \times 1,3 = 3,9 \quad (8.26)$$

Este valor básico do coeficiente de comportamento ( $q_0$ ) tem um impacto direto no coeficiente de ductilidade exigido ( $\mu_\phi$ ).

Uma vez que se trata de um sistema de paredes, o coeficiente ( $k_w$ ) é dado pela expressão abaixo, não tomando valores inferiores a 0,5, nem valores superiores a 1.

$$k_w = \frac{1 + \alpha_o}{3} \quad (8.27)$$

Onde a esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural ( $\alpha_o$ ) é dada pela expressão:

$$\alpha_o = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (8.28)$$

Em que:

$h_{wi}$  - é a altura da parede (i);

$l_{wi}$  - é o comprimento da secção da parede (i).

Assim sendo, a esbelteza predominante para o caso em estudo é dada por:

$$\alpha_o = \frac{14,25 \times 5}{1,20 + 1,20 + 2,80 + 2,80 + 3,80} = 6,04 \quad (8.29)$$

Portanto o coeficiente ( $k_w$ ) é dado por:

$$k_w = \frac{1 + 6,04}{3} = 2,35 \geq 1 \quad (8.30)$$

Concluindo-se que o valor do coeficiente de comportamento ( $q$ ) é de:

$$q = 3,9 \times 1 = 3,9 \quad (8.31)$$

## ANEXO IV

### Análise modal por espectro de resposta

Modelo sem bielas (MSB):

Segundo a Cl. 4.3.3.3.1(5) do EC8, caso as condições acima referidas não se verificarem<sup>82</sup>, deve-se considerar um número mínimo de modos de vibração a utilizar na análise, de modo a que satisfaçam as condições abaixo:

$$k \geq 3\sqrt{n} \quad (8.32)$$

$$T_k \leq 0,2 \text{ s} \quad (8.33)$$

Onde,

k - número de modos considerados;

n - número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida;

$T_k$  - período de vibração do modo k em segundos.

Como as condições relativas à massa movida não se verificam no caso  $\sum U_x$ , então deve-se considerar um número mínimo de 9 modos de vibração, como se verifica através das condições:

$$k \geq 3\sqrt{5} \Leftrightarrow \quad (8.34)$$

$$\Leftrightarrow k \geq 9 \quad (8.35)$$

$$T_k \leq 0,2 \text{ s} \quad (8.36)$$

Na Tabela 1 representam-se os modos de vibração referentes ao modelo com bielas, com as paredes do núcleo de escadas modeladas, dos efeitos globais (MCBG).

Tabela 1 – Fatores de participação da massa para os 52 primeiros modos de vibração - Modelo com bielas

Modo	Período (s)	U <sub>x</sub> (%)	U <sub>y</sub> (%)	R <sub>z</sub> (%)	$\sum U_x$ (%)	$\sum U_y$ (%)	$\sum R_z$ (%)
1	0,558	13,90%	32,28%	26,16%	13,90%	32,28%	26,16%
2	0,546	15,25%	37,08%	17,37%	29,15%	69,36%	43,53%
3	0,421	40,52%	0,11%	28,30%	69,66%	69,47%	71,83%
4	0,180	4,05%	0,17%	5,64%	73,71%	69,64%	77,47%
5	0,154	0,51%	15,50%	0,15%	74,22%	85,14%	77,62%
6	0,138	6,11%	0,32%	3,07%	80,33%	85,46%	80,69%
7	0,134	0,07%	0,09%	0,04%	80,40%	85,55%	80,73%
8	0,124	0,33%	0,41%	0,13%	80,73%	85,96%	80,86%
9	0,123	1,94%	0,13%	0,59%	82,67%	86,09%	81,45%
10	0,118	3,73%	0,02%	1,98%	86,40%	86,10%	83,43%
11	0,109	1,92%	0,00%	1,25%	88,32%	86,10%	84,68%
12	0,107	0,00%	0,00%	0,00%	88,32%	86,10%	84,68%
13	0,106	0,01%	0,00%	0,00%	88,33%	86,10%	84,68%
14	0,106	0,00%	0,00%	0,00%	88,33%	86,10%	84,68%
15	0,104	0,08%	0,00%	0,04%	88,41%	86,10%	84,73%
16	0,104	0,00%	0,00%	0,00%	88,42%	86,11%	84,73%
17	0,103	0,13%	0,00%	0,40%	88,54%	86,11%	85,13%
18	0,103	0,03%	0,00%	0,00%	88,57%	86,11%	85,13%
19	0,101	0,02%	0,00%	0,00%	88,59%	86,11%	85,13%
20	0,101	0,65%	0,00%	0,01%	89,24%	86,11%	85,14%
21	0,101	0,02%	0,00%	0,00%	89,26%	86,11%	85,14%

<sup>82</sup> Comum em edifícios com uma contribuição significativa dos modos de torção.

22	0,100	0,00%	0,00%	0,32%	89,26%	86,12%	85,46%
23	0,100	0,00%	0,00%	0,00%	89,26%	86,12%	85,46%
24	0,099	0,00%	0,01%	0,00%	89,26%	86,12%	85,46%
25	0,099	0,00%	0,00%	0,01%	89,27%	86,12%	85,47%
26	0,099	0,00%	0,02%	0,00%	89,27%	86,14%	85,47%
27	0,098	0,02%	0,00%	0,06%	89,28%	86,15%	85,53%
28	0,098	0,04%	0,00%	0,00%	89,32%	86,15%	85,53%
29	0,098	0,02%	0,00%	0,02%	89,33%	86,15%	85,55%
30	0,097	0,03%	0,00%	0,06%	89,36%	86,15%	85,61%
31	0,095	0,00%	0,00%	0,04%	89,36%	86,16%	85,65%
32	0,094	0,00%	0,04%	0,00%	89,36%	86,19%	85,65%
33	0,093	0,02%	0,00%	0,04%	89,38%	86,20%	85,68%
34	0,085	0,00%	0,00%	0,00%	89,38%	86,20%	85,68%
35	0,084	0,00%	0,08%	0,05%	89,38%	86,27%	85,73%
36	0,083	0,00%	0,19%	0,16%	89,39%	86,47%	85,90%
37	0,083	0,02%	1,99%	2,18%	89,41%	88,45%	88,07%
38	0,083	0,00%	0,00%	0,00%	89,41%	88,45%	88,08%
39	0,082	0,00%	0,07%	0,01%	89,41%	88,52%	88,09%
40	0,082	0,00%	0,04%	0,11%	89,41%	88,56%	88,19%
41	0,081	0,00%	0,00%	0,20%	89,41%	88,56%	88,39%
42	0,081	0,02%	0,01%	0,01%	89,44%	88,57%	88,40%
43	0,081	0,02%	0,12%	0,08%	89,46%	88,69%	88,48%
44	0,079	0,03%	0,71%	0,03%	89,49%	89,40%	88,51%
45	0,079	0,12%	2,15%	0,02%	89,61%	91,54%	88,53%
46	0,075	0,06%	0,09%	0,06%	89,67%	91,63%	88,59%
47	0,075	0,01%	0,00%	0,01%	89,68%	91,63%	88,60%
48	0,075	0,00%	0,00%	0,00%	89,68%	91,63%	88,60%
49	0,074	0,02%	0,00%	0,00%	89,70%	91,63%	88,60%
50	0,073	1,38%	0,24%	0,54%	91,08%	91,87%	89,14%
51	0,072	0,64%	0,17%	0,47%	91,72%	92,04%	89,61%
52	0,072	0,82%	0,18%	0,74%	92,54%	92,22%	90,35%

Tabela 2 – Massa e alturas

Piso	$m_i$ (ton)	$Z_i$ (m)	$m_i \cdot Z_i$
R/C	247,2711	2,5	618,1777
Piso 1	210,7699	5,35	1127,619
Piso 2	210,7699	8,2	1728,313
Piso 3	210,7699	11,05	2329,007
Piso 4	210,7699	13,9	2929,702
Cobertura	202,9572	16,75	3399,533
Total	1293,308	57,75	12132,35

### Método de análise por forças laterais

#### Efeitos acidentais de torção

Considerando a incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, o centro de massa calculado em cada piso  $i$  deve ser deslocado, em cada direção, X e Y, em relação à sua posição nominal, de uma excentricidade acidental:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (8.37)$$

Onde:

$e_{ai}$  - excentricidade acidental da massa do piso  $i$  em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos;

$L_i$  - dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

### **Força de corte na base**

A força de corte sísmica na base ( $F_b$ ) pode ser determinada, para cada direção horizontal, a partir da seguinte expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (8.38)$$

Onde:

$S_d(T_1)$  - ordenada do espectro de cálculo para o período  $T_1$ ;

$T_1$  - período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada;

$m$  - massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida;

$\lambda$  - fator de correção, cujo valor é igual a:

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 & \text{se } T_1 \leq 2 T_c \text{ e o edifício tiver mais de dois pisos} \\ 1,0 & \text{nos outros casos} \end{cases} \quad (8.39)$$

Onde o valor de  $T_c$  corresponde a 0,6 para sismos do tipo 1 e a 0,25 para sismos do tipo 2.

Assim, o fator de correção toma o valor de 0,85 para sismos do tipo 1 e de 1 para sismos do tipo 2.

### **Distribuição das forças sísmicas horizontais**

Pode-se admitir que os deslocamentos horizontais crescem linearmente ao longo da altura e as forças estáticas equivalentes ao nível de cada piso ( $F_i$ ) podem ser determinadas pela expressão:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (8.40)$$

Em que,

$F_i$  - força horizontal atuante no piso  $i$ ;

$F_b$  - força de corte sísmica na base;

$z_i, z_j$  - alturas das  $m_i$  e  $m_j$  acima do nível de aplicação da ação sísmica;

$m_i, m_j$  - massas dos pisos.

### **Efeitos de torção**

Tendo em consideração que se utiliza um modelo de análise espacial então os efeitos acidentais de torção devem de ser considerados através da aplicação dos momentos torsores ( $M_t$ ) apresentados na Tabela 5.12. Estes momentos poderão ser determinados como a envolvente dos efeitos resultantes da aplicação de cargas estáticas constituídas por conjuntos de momentos torsores ( $M_{ai}$ ) de eixo vertical, aplicados a cada piso  $i$ , sendo calculados através da expressão:

$$M_{ai} = e_{ai} \times F_i \quad (8.41)$$

Em que:

$M_{ai}$  - momento torsor de eixo vertical aplicado no piso  $i$ ;

$e_{ai}$  - excentricidade acidental da massa do piso  $i$ ;

$F_i$  - força horizontal atuando no piso  $i$  para todas as direções relevantes.

Na Tabela 5.15 apresentam-se as forças horizontais, segundo a direção x e y, para os sismos tipo 1 e 2, como também se apresentam os respectivos momentos torsores ( $M_t$ ).

### Verificações de segurança: Estado limite último

#### Efeitos de 2ª ordem

Os efeitos de segunda ordem devem-se às ações resultantes da deformação da estrutura. Estes efeitos são originados, geralmente, pela ação sísmica, apenas sendo contabilizados se a deformação da estrutura for elevada. Assim, este fenómeno não é contabilizado se verificar a seguinte condição:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (8.42)$$

Onde:

$\theta$  - coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

$P_{tot}$  - carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica;

$d_r$  - valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios  $d_s$  no topo e na base do piso considerado e calculado de acordo com 4.6.4;

$V_{tot}$  - força de corte sísmica total no piso considerado;

$h$  - altura entre pisos.

Uma vez que a ação sísmica é simulada por um espectro de cálculo, é necessário corrigir os deslocamentos obtidos no modelo para determinar os deslocamentos reais.

Assim, os deslocamentos devidos à ação sísmica de cálculo devem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural através da seguinte expressão simplificada:

$$d_s = q_d \times d_e \quad (8.43)$$

Em que:

$d_s$  - é o deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;

$q_d$  - coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a  $q$ , salvo indicação em contrário;

$d_e$  - deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

A partir dos deslocamentos ( $d_e$ ) retirados do modelo de cálculo, desenvolvido em SAP2000, e considerando o valor de 3,9 para o coeficiente de comportamento em deslocamento ( $q_d$ ) procedeu-se ao cálculo do deslocamento ( $d_s$ ), para as direções X e Y. Na Tabela 5.16 encontram-se os resultados obtidos.

## ANEXO V

### Armaduras transversais

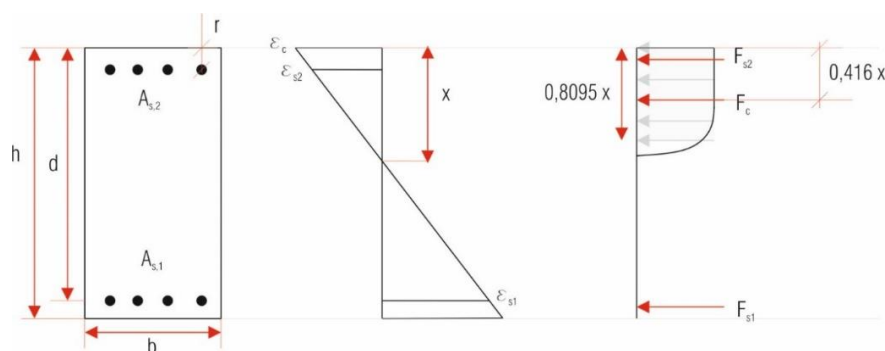


Figura 1 - Diagrama de parábola rectângulo

Considerando que todas as armaduras, tanto as que se encontram à tração, como as que se encontram à compressão, estão em cedência, o momento resistente do pilar ( $M_{Rc}$ ), pode ser calculado através do método simplificado (com recurso ao diagrama parábola retângulo, como se apresenta na Figura 1), através da expressão seguinte:

$$M_{Rc,d} = \left[ A_{s,1} \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right) + A_{s,2} \cdot \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) \right] \cdot f_{yd} + 0,8095 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0,416 \cdot x \right) \quad (8.44)$$

Onde,

$$x = \frac{N + (A_{s,1} - A_{s,2}) \cdot f_{yd}}{0,8095 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (8.45)$$

$A_{s,1}$  - área de armadura longitudinal de tração [cm<sup>2</sup>];

d - distância entre o eixo da armadura de tração à fibra mais comprimida da secção [m];

h- altura da secção transversal [m];

$A_{s,2}$  - área de armadura longitudinal de compressão [cm<sup>2</sup>];

d<sub>1</sub>- distância entre o eixo da armadura de compressão à fibra mais comprimida da secção [m];

b - largura da secção transversal [m];

x - altura comprimida da secção ou posição da linha neutra [m];

N - esforço axial na secção para a combinação sísmica [kN].

Na Tabela 6.7 apresentam-se, relativamente a MSB e MCB, os respetivos valores do momento resistente em torno de x, do pilar P5.

### Verificação à flexão biaxial

Segundo a Cl.5.8.9(4) do EC2, na ausência de um cálculo rigoroso da secção transversal, relativamente à flexão desviada, a verificação da segurança à flexão desviada é determinada através da aplicação da expressão abaixo (NP EN 1992).

$$\left(\frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}}\right)^\alpha \leq 1,0 \quad (8.46)$$

Onde,

$M_{Ed,x}$  - momento de cálculo em torno eixo x, incluindo um momento de segunda ordem [kN.m];

$M_{Ed,y}$  - momento de cálculo em torno eixo y, incluindo um momento de segunda ordem [kN.m];

$M_{Rd,x}$  - momento resistente em torno do eixo x [kN.m];

$M_{Rd,y}$  - momento resistente em torno do eixo y [kN.m];

$\alpha$  - expoente, para secções retangulares que toma como valores apresentados na Tabela 1 .

Tabela 1 – Cálculo do expoente

$N_{Ed}/N_{Rd}$	0,1	0,7	1,0
$\alpha$	1,0	1,5	2,0

Para calcular o expoente ( $\alpha$ ) realiza-se uma interpolação linear, a partir dos valores da Tabela 1.

Seja ( $N_{Rd}$ ) o esforço axial resistente em compressão simples em kN, ( $A_c$ ) área da secção transversal do pilar em m<sup>2</sup> e ( $A_s$ ) área de armadura longitudinal em m<sup>2</sup>, então tem-se:

$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \quad (8.47)$$

### Comprimento da zona crítica (disposições construtivas para a ductilidade local)

A extensão da zona crítica dos pilares ( $l_{cr}$ ) foi calculada pela expressão da cláusula 5.4.3.2.2 (4) do EC8:

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45 \right\} \quad (8.48)$$

Em que:

$h_c$  - maior dimensão da secção transversal do pilar (m)

$l_{cl}$  - comprimento livre do pilar (m)

### Esforço transverso

De acordo com a Cl. 5.4.2.3 do EC8, o valor do esforço transverso deve ser calculado através do equilíbrio de esforços atuantes na extremidade do pilar ( $M_{i,d}$ ), associados à formação de rótulas plásticas para os ambos os sentidos (positivos e negativos) da ação sísmica, segundo a expressão abaixo:



$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min \left( 1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (8.49)$$

Onde,

$\gamma_{Rd}$  - Coeficiente de sobre resistência por endurecimento do aço, que para a classe DCM, nos pilares, toma o valor de  $\gamma_{Rd} = 1,1$ ;

$M_{Rc,i}$  - Valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i [kN.m].

No entanto, ao substituir a expressão (6.7) na expressão de  $M_{i,d}$ :

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min \left( 1; \frac{\sum M_{Rb}}{1,3 \sum M_{Rb}} \right) \Leftrightarrow \quad (8.50)$$

$$\Leftrightarrow M_{i,d} \approx \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min(1; 0,77) \quad (8.51)$$

Como é possível constatar pela expressão anterior os momentos resistentes dos pilares são sempre superiores aos momentos resistentes nas vigas, ou seja, no máximo  $\frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}$  terá o valor aproximado de

0,77, existindo a possibilidade de tomar valores inferiores a este. Assim, assumindo uma simplificação, mais segura, obtém-se a expressão:

$$M_{i,d} \approx \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \quad (8.52)$$

O dimensionamento por capacidade real (*capacity design*), relativamente ao esforço transverso atuante, é dado pela seguinte expressão:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rc,1} + M_{Rc,2} \cdot \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}}{l_{cl}} \quad (8.53)$$

Onde:

$\gamma_{Rd}$  - fator que contabiliza a possibilidade de sobre resistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão da zona de compressão da secção. No caso de estruturas da classe DCM este parâmetro toma o valor de 1,1;

$\sum M_{Rb} / \sum M_{Rc}$  - coeficiente de redução.

$l_{cl}$  - comprimento livre do pilar.

Para o cálculo do esforço transverso considerou-se que o comprimento livre ( $l_{cl}$ ) do pilar em estudo é de 2,35 metros e admitiu-se, para uma maior segurança, que o momento fletor resistente considerado no topo do pilar ( $M_{Rc,1}$ ) é igual ao momento fletor na base do pilar ( $M_{Rc,2}$ ), o que se reflete num aumento dos momentos flectores de cálculo.

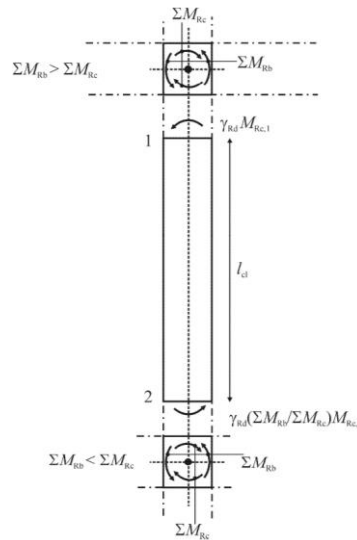
No entanto, através das considerações realizadas no parágrafo anterior, é possível obter-se o valor do esforço transverso máximo, recorrendo ainda à seguinte expressão:

$$V_{Ed,máx} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rc,1} + M_{Rc,2}}{l_{cl}} \Leftrightarrow \quad (8.54)$$

$$\Leftrightarrow V_{Ed,máx} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rc,2} + M_{Rc,2}}{l_{cl}} \Leftrightarrow \quad (8.55)$$

$$\Leftrightarrow V_{Ed,máx} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{2 \cdot M_{Rc,2}}{l_{cl}} \quad (8.56)$$

Na AV Figura 2 representam-se os esforços num pilar segundo o princípio da capacidade real.



AV Figura 2 - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilares

Para proceder ao cálculo da resistência das armaduras transversais e à resistência do betão ao esmagamento das bielas comprimidas utilizam-se, respetivamente, as expressões abaixo.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot g(\theta) \quad (8.57)$$

$$V_{Rd,máx} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot g(\theta) + \tan(\theta)} \quad (8.58)$$

Onde:

$V_{Rd,s}$  - valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência [kN];

$A_{sw}$  - área da secção transversal das armaduras de esforço transversal [cm<sup>2</sup>], dada por:

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{yd} \cdot \omega \cdot \cot g(\theta)}$$

$s$  - espaçamento das armaduras verticais medido ao longo do eixo longitudinal do elemento [m]. Nas zonas críticas é necessário garantir um espaçamento máximo das cintas na direção longitudinal (zona inferior e superior adjacente aos nós), sendo limitado a:

$$s = \min \{ b_0 / 2; 175; 8 \cdot d_{bL} \} \quad (8.59)$$

Onde:

$b_o$  - dimensão mínima (em milímetros) do núcleo de betão (em relação às cintas);

$d_{bL}$  - diâmetro mínimo dos varões longitudinais.

$f_{ywd}$  - valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal [MPa];

$\theta$  - ângulo formado pelas escoras comprimidas de betão com o eixo da viga [°]. Adotou-se o valor de  $\theta = 45^\circ$ ;

$V_{Rd,max}$  - valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas [kN];

$\alpha_{cw}$  - coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$z$  - braço binário das forças interiores [m], que para estruturas não pré-esforçadas, como na estrutura em estudo é dado por:

$$z = 0,9 \cdot d \quad (8.60)$$

$\nu_1$  - coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal, que segundo as cláusulas Cl.6.2.3(3) e Cl.6.2.2(6) do EC2, dado por:

$$\nu_1 = \begin{cases} 0,6 & \text{se, } f_{ck} \leq 60\text{MPa} \\ 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) & \text{se, } f_{ck} \geq 60\text{MPa} \end{cases} \quad (8.61)$$

Nas expressões seguintes, calcula-se, respetivamente, o espaçamento máximo das cintas do pilar P5 no MSB e no MCB:

$$s = \min \{350/2; 175; 8 \cdot 16\} = 128\text{mm} \quad (8.62)$$

$$s = \min \{400/2; 175; 8 \cdot 16\} = 128\text{mm} \quad (8.63)$$

Assim sendo, para ambos os casos, o afastamento máximo das cintas na direção longitudinal é de 128 milímetros, tendo-se adotado um espaçamento de 125 mm para ambos os casos. Esta diferença de espaçamentos existe para que a condição da ductilidade local, apresentada em seguida, se verifique.

### Verificação da ductilidade local

Considerando a condição definida na cláusula 5.4.3.2.1(8) do EC8, a verificação da ductilidade local na zona crítica, em pilares, pode ser garantida por:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (8.64)$$

Onde,

$\omega_{wd}$  - taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas, dada pela expressão abaixo deverá respeitar a condição da ductilidade local na zona da base dos pilares sísmicos primários.

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (8.65)$$

Em que,

$$\text{Volume cintas} = P_{\text{cintas}} \cdot A_{\text{cintas}} \Leftrightarrow \quad (8.66)$$

$$\Leftrightarrow \text{Volume cintas} = \sum I_{\text{cinta}} \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} \quad (8.67)$$

$$\omega_{wd, \min} \geq 0,08 \quad (8.68)$$

$\mu_\phi$  - esforço normal reduzido de cálculo dado por:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \cdot q_o - 1 & \text{se } T_1 \geq T_C \\ 1 + \frac{2(q_o - 1)T_C}{T_1} & \text{se } T_1 < T_C \end{cases} \quad (8.69)$$

$\epsilon_{sy,d}$  - valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço;

$b_c$  - largura bruta da secção transversal;

$b_o$  - largura do núcleo confinado;

$\alpha$  - coeficiente de eficácia do confinamento, dado por:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad (8.70)$$

Sendo que para as secções retangulares temos as seguintes fórmulas:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_o \cdot h_o} \quad (8.71)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_o}\right) \quad (8.72)$$

Em que:

$b_i$  - distância entre varões consecutivos abraçados,

$h_o$  - altura do núcleo confinado,

$n$  - número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos.