

Edifício "de placa" do Bairro de Alvalade. Caracterização, modelação e avaliação sísmica com recurso a análises lineares

"Placa" building in Bairro de Alvalade. Characterisation, modelling
and seismic assessment by means of linear analyses

Tiago Ferrito
Jelena Milosevic
Rita Bento

Resumo

Os edifícios mistos de alvenaria e betão armado – comumente designados "de placa" – marcam um "período de transição" (1930-1960) na construção em Portugal.

Este trabalho pretende caracterizar e avaliar o comportamento e desempenho sísmico estrutural de um edifício tipo "de placa", localizado num quarteirão do Bairro de Alvalade, utilizando a análise dinâmica linear por espectros de resposta, recorrendo à modelação em SAP2000 e segundo as recomendações do Eurocódigo 8 (EC8).

Neste estudo constata-se que as opções de modelação da estrutura, no que concerne ao tipo de pavimento (rígido ou flexível) e à inclusão dos edifícios adjacentes, influenciam: 1) a caracterização dinâmica do edifício ao nível dos modos de vibração, frequências e participação modal, e, conseqüentemente, 2) o seu desempenho face à ação sísmica. O desempenho sísmico para o E.L.U. do edifício estudado, como é preconizado no EC8 e tendo em conta as hipóteses de modelação consideradas, não é satisfeito.

Abstract

Mixed masonry-reinforced concrete buildings – also known as "placa" buildings – were built between 1930-1960 and are one of the most typical examples of traditional Portuguese buildings types.

The aim of this work is the characterisation and seismic assessment of one type of existing "placa" building, inserted in a block by means of linear dynamic response spectrum analysis, by modelling in SAP2000 and following the Eurocode 8 (EC8) recommendations.

In this study it was found that the modelling options concerning the characteristics of the floor (rigid or flexible) and the inclusion of the adjacent buildings affect: 1) the dynamic characterisation of the building and, consequently, 2) its seismic performance. The seismic performance of the masonry building at the Ultimate Limit State (ULS), as recommended in EC8 and according to the model options adopted, is not satisfied.

Palavras-chave: Edifício "de placa" / Edifício misto alvenaria-betão armado / Bairro de Alvalade / Análise dinâmica linear

Keywords: "Placa" building / Mixed masonry-reinforced concrete building / "Bairro de Alvalade" / Linear dynamic analysis

Tiago Ferrito

Mestrado Integrado em Engenharia Civil
Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
tiago.ferrito@tecnico.ulisboa.pt

Jelena Milosevic

PhD student
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
jelena.milosevic@tecnico.ulisboa.pt

Rita Bento

Professora Associada com Agregação
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
rita.bento@tecnico.ulisboa.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

FERRITO, T. [et al.] – Edifício de "placa" do Bairro de Alvalade. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 3. ISSN 2183-8488. (março 2017) 5-20.

1 Introdução

A cidade de Lisboa é atualmente constituída por cerca de 60 000 edifícios, pertencentes a épocas e tipologias construtivas muito variadas, onde predominam os edifícios dotados de paredes resistentes de alvenaria [1]: (a) Edifícios anteriores ao sismo de 1 de novembro de 1775 (edifícios pré-pombalinos); (b) Edifícios correspondentes à fase da reconstrução pós-terramoto (edifícios pombalinos); (c) Edifícios correspondentes à fase de expansão urbana da cidade, no último terço do século XIX (edifícios gaioleiros); e (d) Edifícios de transição da alvenaria/madeira para o betão armado (edifícios de transição). As tipologias construtivas adotadas posteriormente baseiam-se na concepção de estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado.

A Figura 1 situa cronologicamente as tipologias construtivas existentes na cidade de Lisboa, destacando a estudada neste trabalho – "de placa". São apresentadas ainda algumas características que distinguem as diferentes épocas construtivas.

Os edifícios mistos de alvenaria e betão armado – comumente designados "de placa" – marcam um "período de transição" (1930-1960) na construção em Portugal e constituem uma percentagem significativa do parque edificado de Lisboa. Caracterizam-se pelo abandono das estruturas de madeira, tanto ao nível dos elementos verticais como horizontais, e pela introdução do betão armado como solução estrutural. Duas ordens de fatores intensificaram a utilização parcial de estruturas de betão armado em áreas e em períodos específicos: os regulamentos que introduziram a obrigação de usar estruturas de betão armado em determinados pontos dos prédios de habitação e a construção de novos bairros para preencher vazios em áreas já urbanizadas da cidade ou em zonas de expansão.

Na realidade, a criação do Regulamento Geral de Construção Urbana (RGCU) [2], em 1930, pela Câmara Municipal de Lisboa, ao mesmo tempo que desincentiva por decreto as práticas construtivas associadas aos edifícios "gaioleiros", influencia de forma decisiva a construção de edifícios "de placa", marcando assim o início do designado "período de transição". Este regulamento tinha como principal intuito melhorar, quer em resistência quer em segurança, a construção de novos edifícios [3], recomendando, entre outros, a utilização de elementos de betão armado de forma a garantirem o travamento das paredes de alvenaria quando não era empregue a armação de madeira (designada "gaiola") [4]. A partir do final da década de 1930 já é possível encontrar edifícios com todos os pavimentos interiores e exteriores e com algumas estruturas verticais e horizontais (pilares ou vigas) de betão armado. No entanto, no início da década de 1940, e devido à Segunda Guerra Mundial e à consequente escassez de ferro, surgem edifícios em que pavimentos de madeira coexistem com pavimentos de betão. Neste período é corrente encontrar edifícios em que apenas as zonas húmidas, ou as escadas de tardo, ou todos os pavimentos dos corpos salientes do tardo, ou as lajes do 1.º andar ou terraço são construídas com betão armado, sendo os restantes pavimentos de madeira.

Os edifícios mistos de alvenaria e betão armado existem por toda a cidade de Lisboa, embora predominem em vias ou áreas urbanizadas ao longo das décadas de 1930 e 1940 distinguindo-se dois tipos:

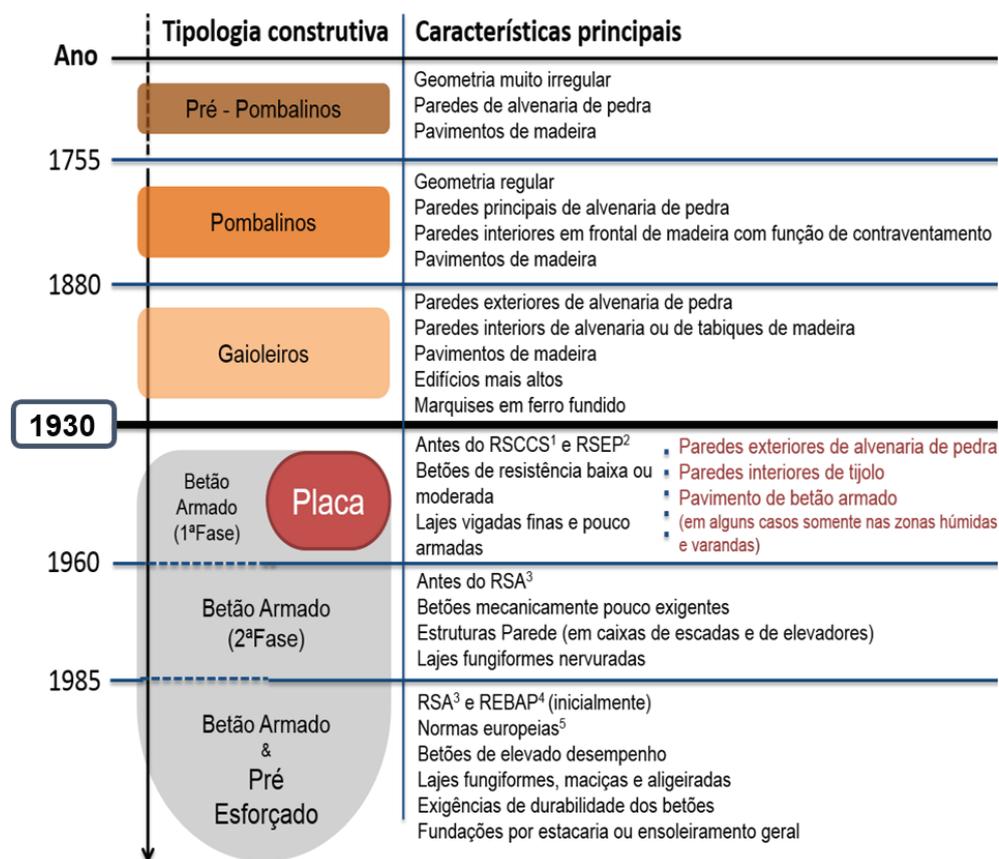


Figura 1 Quadro resumo das tipologias construtivas em Portugal

Legenda:

- 1 Regulamento da Segurança das Construções Contra os Sismos
- 2 Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes
- 3 Regulamento de Segurança e Ações em Estrutura de Edifícios e Pontes
- 4 Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
- 5 Eurocódigos

as que são urbanizadas por promotores privados ou em função de planos parciais e as que têm maior intervenção oficial, do Estado ou da câmara. Em relação ao segundo grupo destacam-se os edifícios do Bairro de Alvalade (caso de estudo deste trabalho), construídos no âmbito das políticas de expansão urbana e promoção habitacional da cidade de Lisboa. O Bairro de Alvalade figura como uma das zonas pioneiras e mais expressivas desta tipologia construtiva.

2 Edifícios "de placa"

2.1 Tipologias

As fachadas dos edifícios "de placa" são, em geral, simétricas e marcadas por linhas verticais e horizontais, resultado do paradigma arquitetónico que vigorava – português suave.

Como que num processo de evolução e inovação, digno de um período de transição, onde novas técnicas e materiais são explorados e reivindicados e a conjectura social e política é mobilizada para o efeito, os edifícios "de placa" apresentam ao longo do seu curto

período de existência, duas tipologias distintas – planta Retangular e Rabo de Bacalhau – e soluções estruturais significativamente diferentes (Figura 2).

Os edifícios de planta tipo *Retangular* têm no Bairro de Alvalade – e nas suas Casas de Renda Económica – o maior exemplo. Conceptualmente, a planta *Retangular* assegurava uma ampla iluminação e ventilação natural dos seus compartimentos, excluindo recantos sombrios e húmidos [6].

A tipologia de planta *Rabo de Bacalhau* é a mais comum. A zona da cidade de Lisboa onde predomina esta tipologia estende-se desde a linha ferroviária de cintura (limite do Bairro de Alvalade) até à Alameda D. Afonso Henriques, com especial destaque para o Bairro dos Actores. Porém, é também possível encontrar edifícios deste tipo nas Avenidas Novas, Benfica, Anjos, Ajuda, Restelo e Campo de Ourique [7]. A designação *Rabo de Bacalhau* remete para a saliência de forma retangular na fachada de tardoz do edifício. É nessa zona que se situam, habitualmente, as áreas de serviço (cozinha, casas de banho e despensa) e uma segunda escada (de serviço). As restantes divisões situam-se no "bloco central" do edifício [8].

Rectangular

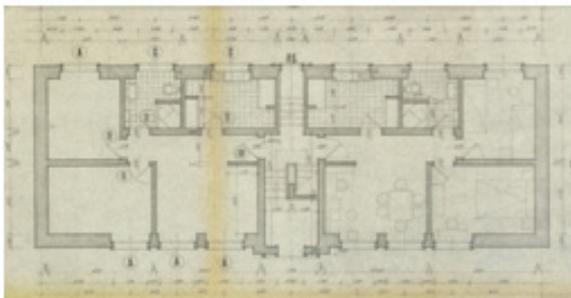


Fachada

Rabo de Bacalhau



Vista Aérea



Planta

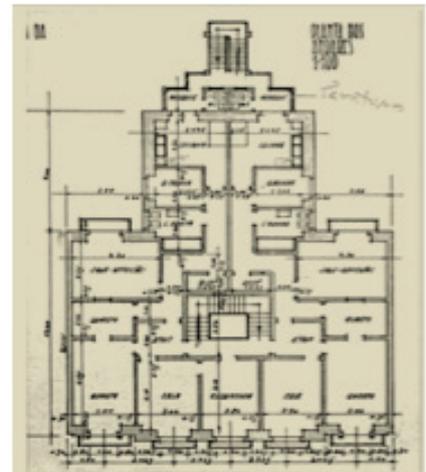


Figura 2 Tipologias "de placa" (fachada, vista aérea e planta)

2.2 Caracterização geral da estrutura

Embora este tipo de solução estrutural mista de alvenaria e betão armado se encontre delimitado num curto período temporal (aproximadamente 20-30 anos) e assente em normas regulamentadas por decreto (e.g., RGCU), a sua caracterização estrutural é diversificada e requer uma análise cuidada e personalizada consoante o momento e o local onde determinado edifício foi concebido, sendo que muitos edifícios "de placa" sofreram alterações estruturais significativas ao longo dos anos.

De seguida, faz-se a caracterização geral da estrutura-tipo original atendendo a diversas fontes bibliográficas.

2.2.1 Fundações

As fundações são, em geral, sapatas contínuas em alvenaria de pedra ou de tijolo. Formam-se na continuação das paredes com uma profundidade entre 0,3 m e 1 m, consoante o tipo de elemento, e apresentam uma sobrelargura – Figura 3. Nos casos em que existem pilares de betão armado as armaduras prolongam-se para as fundações também de betão [8], [9] – Figura 3.

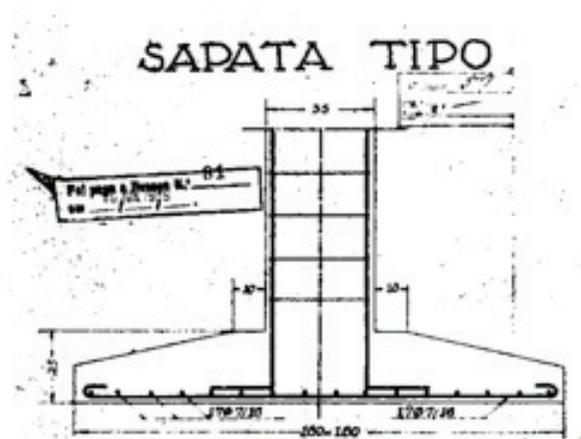
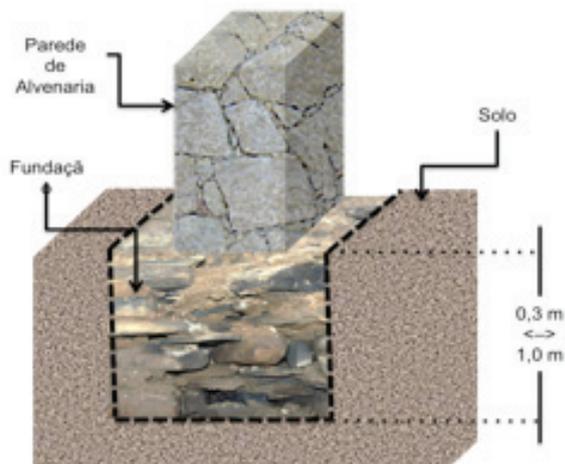


Figura 3 Tipos de fundação (adaptado de [10] e retirado de [8])

2.2.2 Paredes exteriores e interiores

As empenas são constituídas, geralmente, pelo mesmo material das fachadas mas, por vezes, com uma espessura menor. No caso dos edifícios das Casas de Renda Económica do Bairro de Alvalade, as empenas podem apresentar espessura constante ou variável em altura. Existem ainda edifícios com as paredes de empena constituídas por blocos de betão ou por betão armado – com 0,20 m de espessura e uma armadura média em malha de $\phi 6$ espaçada de 0,20 m [11].

As fachadas principal e de tardoz são, geralmente, de alvenaria de pedra, com espessura a variar entre 0,40 m e 0,70 m, ou de alvenaria de tijolo, com espessura entre 0,30 m e 0,40 m. Em certos casos, verifica-se que a espessura das paredes diminui em altura [8] à custa de ressaltos no paramento interior ao nível dos pavimentos dos pisos (Figura 4).

As paredes interiores são formadas por alvenaria de tijolo maciço e/ou furado ou por blocos de betão e a sua espessura pode variar, em altura e em planta, entre 0,15 m e 0,25 m [8].

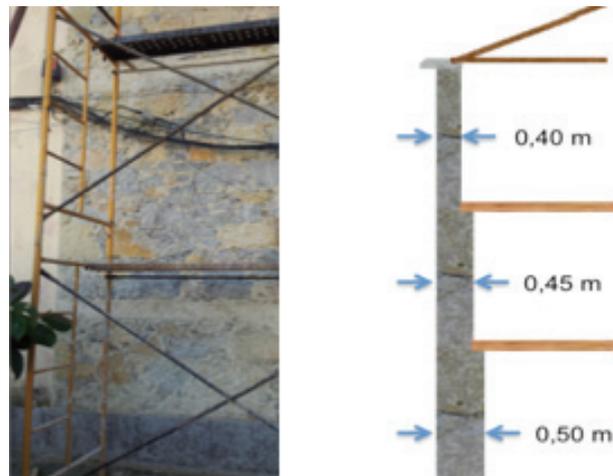


Figura 4 Fachada de alvenaria de pedra; corte com recuo das paredes (exemplo)

2.2.3 Pavimentos

A introdução de pavimentos de betão armado nos edifícios de habitação corrente em Lisboa, nomeadamente nos chamados "prédios de rendimento", tem uma história complexa e diversificada cujas soluções mais frequentes são:

- A partir de 1930 (RGCU) edifícios com utilização de betão armado em lajes de zonas húmidas – cozinhas, instalações sanitárias, varandas de tardoz;
- A partir de 1935 (RBA, Regulamento de Betão Armado [12]) edifícios com todos os pavimentos interiores e exteriores (eventualmente varandas e volumes em consola na fachada principal) de betão armado;
- Até à década de 1940 existe um conjunto de edifícios, que ganha importância no período da Segunda Guerra Mundial

devido à escassez de ferro, em que pavimentos de madeira coexistem com pavimentos de betão. Nesse período é corrente encontrar edifícios em que apenas as zonas húmidas, ou todos os pavimentos dos corpos salientes do tardo, ou as lajes do 1.º andar ou terraço são construídas com betão armado, sendo os restantes pavimentos de madeira.

Os pavimentos constituídos por lajes de betão armado, em geral, apresentam espessuras entre 0,07 m e 0,12 m e são fracamente armadas – apenas uma camada de armadura para momentos positivos.

As lajes descarregam diretamente sobre as paredes de alvenaria e, por vezes, também em elementos de betão armado. Na maioria dos casos, não existe continuidade entre painéis de laje [9].

Os pavimentos em estrutura de madeira são constituídos, em geral, por vigas de madeira de pinho de 0,08 × 0,18m ou 0,08 × 0,16 m espaçadas de 0,35 m ou 0,40 m e orientadas na direção do menor vão, em relação às paredes exteriores.

No piso térreo, os pavimentos em madeira estão assentes sobre uma caixa-de-ar de modo a promover a circulação do ar, evitando a acumulação de humidade debaixo do soalho. Em certos casos, foram abertos roços nas paredes das fundações e colocados ralos nas fachadas para melhorar a ventilação [9] (Figura 5).

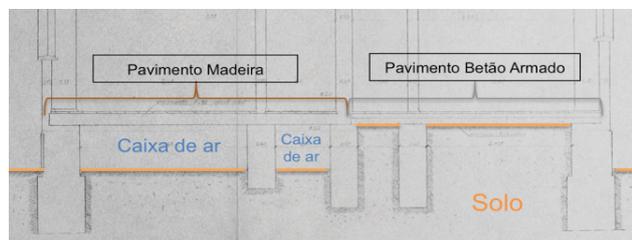


Figura 5 Abertura de caixa-de-ar (em cima); Pavimento de betão armado e de madeira com caixa-de-ar (em baixo)

2.2.4 Vigas e pilares

As vigas e pilares apresentam um recobrimento médio de 2 cm de espessura e a ligação entre estes dois elementos estruturais é muito reduzida ou inexistente [11], com comprimentos de amarração insuficientes.

A secção dos pilares é diferente em quase todos os pisos, bem como as suas armaduras. A armadura longitudinal possui a área mínima necessária e a armadura de esforço transversal é reduzida, com grandes espaçamentos e com a cintagem dos varões longitudinais insuficiente [13].

As vigas, com largura a variar entre 0,20 m e 0,40 m e altura reduzida, apresentam armadura longitudinal e transversal suficiente para suportar ações verticais [13].

2.2.5 Cobertura e escadas

A estrutura da cobertura é constituída por asnas, madres, varas e ripas de madeira de pinho. O revestimento é de telha cerâmica Lusa [9] – Figura 6. A laje de esteira, *i.e.*, a laje localizada no topo da estrutura do edifício abaixo das águas do telhado, apresenta vigamentos de madeira de 0,06 × 0,14 m espaçados de 0,50 m [9]. Nos edifícios do tipo *Rabo de Bacalhau*, a cobertura do bloco saliente é, por vezes, resolvida em terraço de betão armado [8].

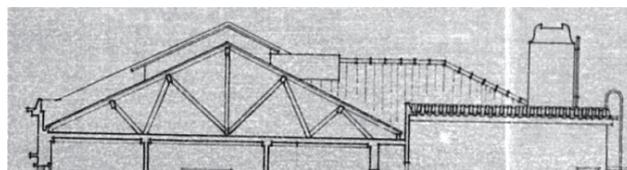


Figura 6 Exemplo de cobertura (*Rabo de Bacalhau*) [14]

As escadas de acesso direto aos pisos localizam-se, em planta, no centro do edifício, e as de serviço, no caso dos edifícios do tipo *Rabo de Bacalhau*, nas traseiras. Em geral, são de betão armado – à exceção das escadas de serviço que também podem ser em ferro [8].

3 Caso de estudo

3.1 Localização

O Bairro de Alvalade foi desenvolvido na década de 1940 no âmbito das políticas de expansão urbana da cidade de Lisboa e promoção de novas áreas habitacionais protagonizadas por Duarte Pacheco e fixadas no Plano Diretor de Urbanização de Lisboa (PDUL). Para alargar o acesso à habitação a famílias de classe média é criado o regime de Casa de Renda Económica (CRE) e lançado o programa de Casas de Renda Limitada (CRL) [13].

A zona escolhida para a execução do Plano de Urbanização, com uma área de cerca de 230 hectares, usufruía de uma localização privilegiada no contexto da cidade de Lisboa, estando delimitada a norte, pela Avenida Alferes Malheiro (atual Avenida do Brasil); a nascente, pela Avenida do Aeroporto (atual Avenida Gago Coutinho); a sul, pela linha ferroviária de cintura da cidade e a poente, pelo Campo Grande e pela Avenida da República. Possuía ainda características geomorfológicas adequadas, com terrenos pouco inclinados e desníveis pouco acentuados [9], minimizando assim os custos de urbanização com trabalhos associados a movimentos de terra.

O plano de urbanização é aprovado em 1945. Para além da

organização baseada no modelo de unidade de vizinhança, cuja dimensão média foi fixada de forma a não se excederem os 500 metros de distância das habitações às escolas (Figura 7a), o plano adota a organização distributiva das funções e equipamentos, a hierarquização viária através de avenidas, ruas, impasses e caminhos de peões, a desprivatização do solo e a libertação do interior do quarteirão para espaço de uso coletivo.

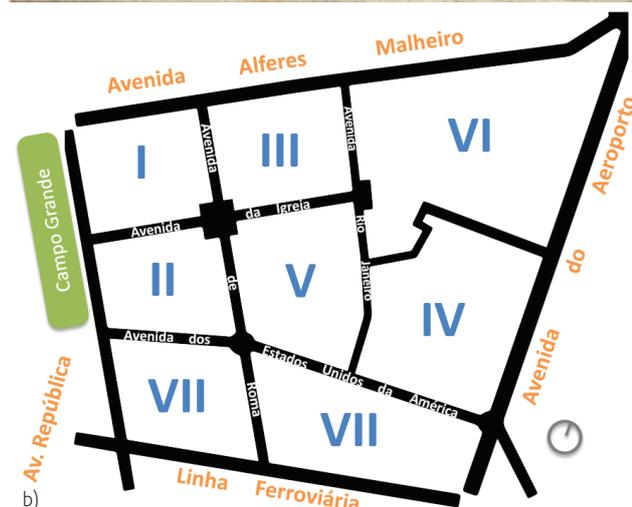
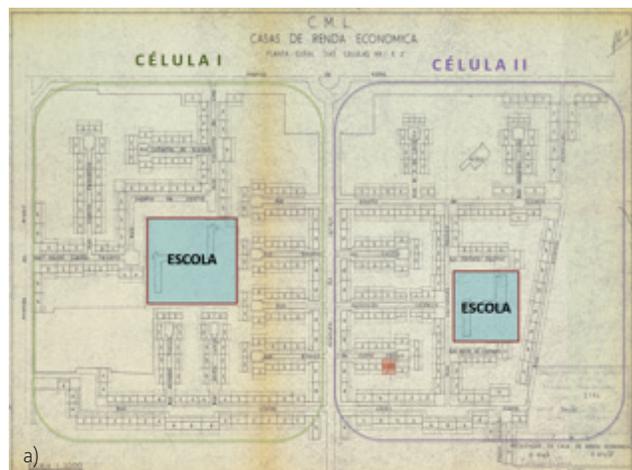


Figura 7 a) Escola no centro das duas células (retirado de [5]);
b) Células e arruamentos do Bairro de Alvalade

O edifício escolhido para o estudo foi selecionado tendo em conta a representação da amostra no âmbito das tipologias existentes de CRE, nas Células I e II do Bairro de Alvalade [13]. O edifício localiza-se na Célula II, na freguesia do Campo Grande em Lisboa, e está inserido num quarteirão de 4 edifícios – Figura 8.

O território foi estruturado por uma rede de arruamentos principais, Av. dos E.U.A., Av. de Roma e Av. da Igreja, que o articulam com os importantes arruamentos limítrofes da Av. do Aeroporto e Campo Grande, e o dividem em oito células funcionais (Figura 7b), onde, além da habitação, se integra, em total continuidade física e de imagens, todo o tipo de equipamentos urbanos (desde zonas

industriais a grandes equipamentos sociais e desportivos, como é o caso do atual Parque do INATEL).



Figura 8 Localização aérea (em cima) e fachada (em baixo) do edifício de estudo

3.2 Caracterização

O edifício de estudo é composto por três pisos, com dois fogos por piso, numa área coberta de 154,12 m². As habitações têm um pé direito de 3,06 m. O piso do rés do chão encontra-se a 0,95 m da cota do terreno, não assentando diretamente no solo nas zonas de pavimento de madeira.

Consultando o projeto de fundações e recorrendo à memória descritiva, verificou-se que as fundações são diretas, no prolongamento das paredes resistentes.

As fachadas são de alvenaria de pedra irregular ordinária com cal hidráulica, com espessura variável em altura de 0,50 m para 0,40 m. Os ressaltos, ao nível dos pavimentos, são de 0,05 m. Os panos de peito (muro de apoio da janela) são constituídos por alvenaria de tijolo furado a meia vez (0,15m).

As empenas, também de alvenaria de pedra irregular, apresentam espessura constante de 0,50 m, sem aberturas, e, no caso de serem meirais, elevam-se até a cumeeira com o objetivo de "corta-fogo".

Por sua vez as paredes interiores são constituídas, na sua maioria, por alvenaria de tijolo furado. No rés do chão, a parede interior, segundo a direção da fachada (direção X), apresenta uma espessura de 0,25 m ao passo que as dos restantes pisos é de 0,15 m.

Na figura 9 apresentam-se as diferenças de planta do rés do chão para o 2.º piso. A utilização de tijolo maciço surge, nesta tipologia de edifício, nas paredes intermédias das escadas abaixo do 1.º andar, com espessura de 0,25 m, e nas paredes laterais das escadas de serviço (que dão acesso ao tardoço), com espessura de 0,15 m. Existem ainda paredes de alvenaria de tijolo maciço nas paredes laterais das escadas de acesso a tardoço do edifício, incluindo arcos e panos de apoio.

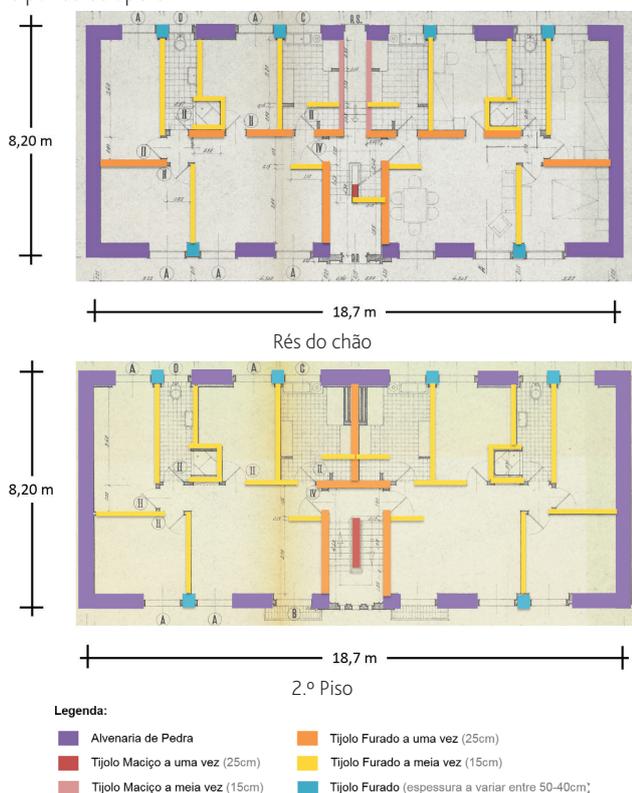


Figura 9 Plantas do edifício, com constituição das paredes: rés do chão e 2.º andar

O pavimento original, nas zonas dos quartos e sala, é composto por vigamento de madeira de dimensão 0,08 x 0,16 m, com espaçamento de 0,35 m nos quartos, e de 0,40 m na sala, orientado perpendicularmente às fachadas (Figura 10).

Os vigamentos são ainda devidamente tarugados, contribuindo assim para aumentar a rigidez no seu plano. O revestimento é em soalho à portuguesa pregado ao vigamento.

A laje de esteira é composta, igualmente, por vigamento de madeira mas com espaçamento de 0,50 m. Nas zonas de serviço (casas de banho e cozinha) o pavimento é constituído por uma laje de betão armado com espessura de 0,12 m.

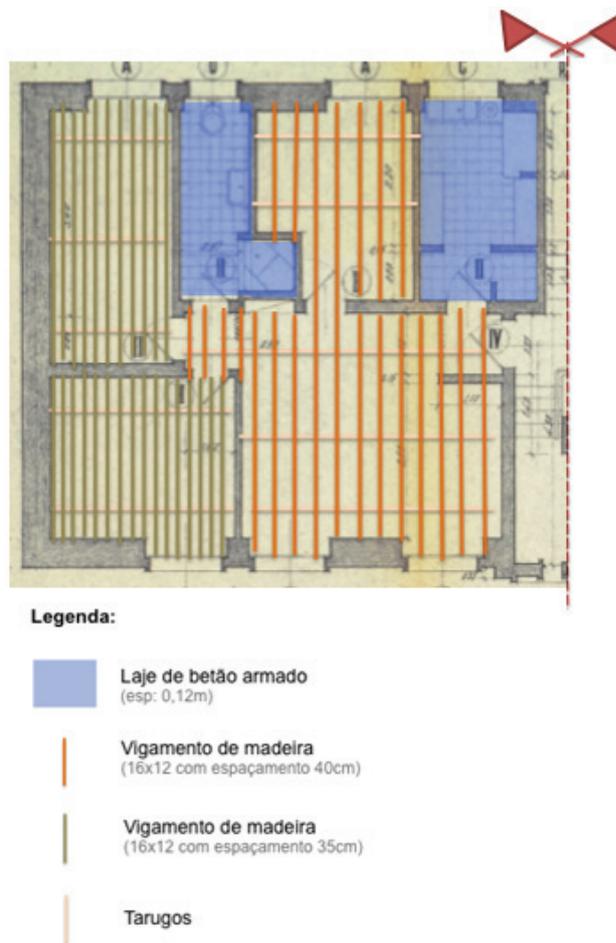


Figura 10 Pavimento original do edifício

A cobertura, designada no projeto inicial, não é acessível. É constituída por asnas, madres, varas e ripas de pinho. O revestimento é em telha "Lusa".

Importa, ainda, realçar as cintas de travamento de betão armado nas fachadas, em todos os pisos, à altura das vergas das janelas, com a espessura das paredes e 0,20 m de altura. De salientar também os pequenos lintéis de betão armado nas vergas de cada vão de porta (Figura 11).

O edifício sofreu uma alteração estrutural relevante, em 1967, com a substituição dos pavimentos originais de madeira por lajes prefabricadas "Pefor", compostas por vigotas de betão armado pré-esforçado [13].



Figura 11 Cintas de travamento das fachadas

4 Avaliação sísmica do edifício em estudo

A avaliação sísmica do edifício em estudo foi feita usando uma análise dinâmica linear por espectro de resposta segundo o Eurocódigo 8 (EC8) [15], recorrendo ao programa SAP2000 [16] e tendo-se definido um modelo numérico tridimensional do edifício inserido no quarteirão.

4.1 Propriedades e resistência dos materiais

Para a modelação do edifício caracterizaram-se os principais materiais estruturais existentes: alvenaria de pedra, alvenaria de tijolo maciço, alvenaria de tijolo furado, betão armado e madeira de pinho.

Todos os valores usados para a definição das alvenarias foram: (i) estimados com base na norma italiana [17] e na coletânea de trabalhos realizados no âmbito do programa SEVERES (<http://www.severes.org>), conforme especificado em detalhe em [13], e (ii) ajustados conforme a frequência fundamental pretendida. Segundo [18], a frequência média fundamental do edifício em estudo deve ser de aproximadamente 5-5,5 Hz.

A Tabela I apresenta todos os valores adotados. Os valores resistentes considerados, e apresentados na Tabela II, foram minorados por um fator de confiança de 1,35 definido pelo "Nível de Conhecimento" da estrutura (valores entre parênteses) [15]. Neste trabalho, dada a limitação das condições para inspecionar o edifício, admitiu-se o nível mais condicionante – Conhecimento Limitado (*Limited Knowledge*).

A partir das propriedades dos materiais apresentados na Tabela I, dos valores assumidos para a restante carga permanente e para a sobrecarga, definiram-se os valores das massas e das cargas verticais a considerar na análise dinâmica por espectros de resposta.

Os valores considerados estão pormenorizadamente definidos em [13] e foram retirados da memória descritiva, caderno de encargos, documentação "Prefor" e estimados a partir de bibliografia especializada.

Tabela I Propriedade dos materiais utilizados

Material estrutural	Localização	Peso volumico (γ) [kN/m ³]	Módulo de elasticidade (E) [GPa]	Coefficiente de Poisson (ν)
Alvenaria	Pedra Fachada Empena	21	1,5	
	Tijolo maciço Parede interior	18	1,5	
	Tijolo furado Parede interior Pano de peito	12	1,2	0,2
Betão armado	Vigas Pavimento	25	29	
	Madeira de pinho Pavimento	7	6	

Tabela II Valores adotados para a resistência dos materiais

Material	Resistência compressão f_c [MPa]	Resistência tração f_t [MPa]	Resistência ao corte τ_0 [MPa]
Alvenaria de pedra	2,60 (1,93)	0,084 (0,062)	0,056 (0,0415)
Tijolo furado	2,40 (1,78)	0,09 (0,067)	0,060 (0,044)
Tijolo maciço	3,20 (2,37)	0,114 (0,084)	0,076 (0,0562)

Nota: A resistência à tração (f_t) foi definida segundo [15]: $f_t = 1,5 \cdot \tau_0$

4.2 Modelação estrutural

Na modelação do edifício tiveram-se em conta todas as paredes existentes (exteriores e interiores) no projeto inicial bem como as aberturas (vãos de portas e janelas) – Figura 12. Posteriormente, resultado das visitas ao local, foram removidas algumas paredes interiores no modelo por forma a representar a estrutura existente.

As paredes de alvenaria foram modeladas como elementos bidimensionais de quatro nós – elementos de casca (*area shell-thick*).

A modelação das vigas de betão armado foi feita através de elementos de barra (*frame*) e para modelar o pavimento de betão armado do edifício optou-se, simplificadamente, pela hipótese de diafragma rígido em todos os pavimentos (piso rígido no plano).

Relativamente ao pavimento de madeira dos edifícios adjacentes, foi necessário criar uma malha de elementos de barra (*frame*), dispostos perpendicularmente às fachadas, de maneira a simularem as vigas de madeira do pavimento. A modelação dos pavimentos de madeira exigiu a criação de uma malha compatível com a malha irregular das paredes (Figura 13). Para tal, foi necessário definir classes de *espaçamentos equivalentes* para os barrotes, considerando massas e inércias equivalentes às massas reais do pavimento [13].

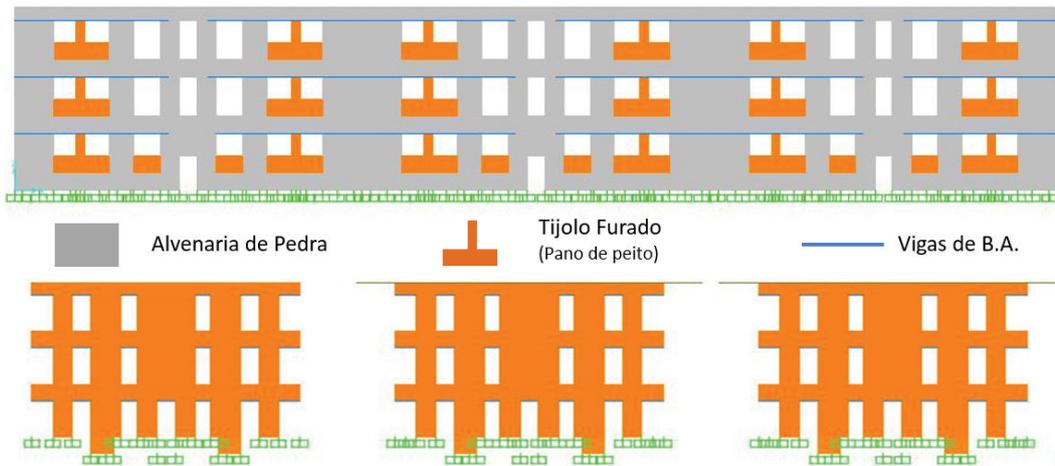


Figura 12 Representação das paredes (fachada principal e parede interior)

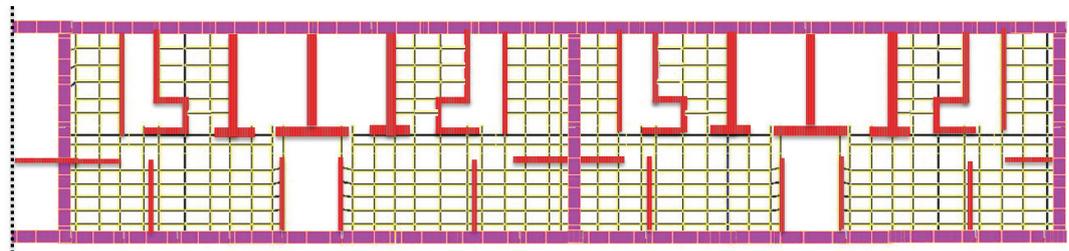


Figura 13 Representação da configuração final do pavimento de madeira dos edifícios adjacentes (SAP2000)

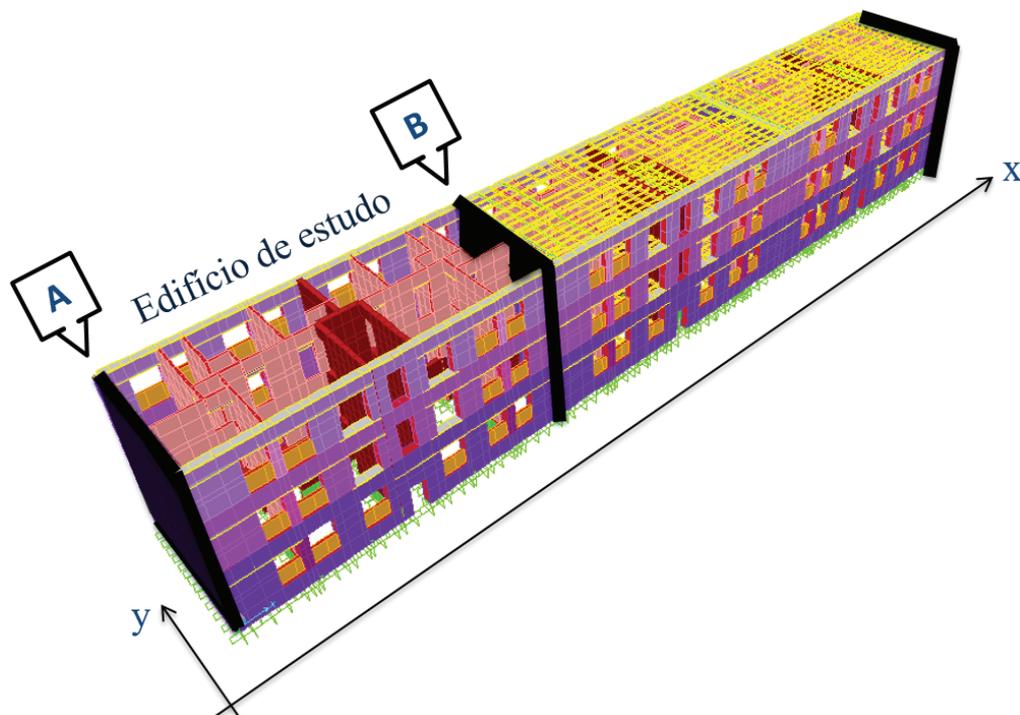


Figura 14 Modelo final da banda em SAP2000 (edifício de estudo à esquerda)

Para representar as fundações admitiu-se que a base de todas as paredes se encontra encastrada. Esta condição de apoio é admissível dado que se presume que o solo de fundação já se encontra perfeitamente consolidado.

Na Figura 14 apresenta-se o resultado final da modelação em SAP2000.

4.3 Caracterização dinâmica

Depois da modelação concluída realizou-se uma análise modal para a caracterização das propriedades dinâmicas do edifício: frequências e modos de vibração.

A Figura 15 representa a configuração modal dos três primeiros modos de vibração: (i) o primeiro modo de vibração do modelo dá-se segundo a direção Y com uma frequência de 5,7 Hz e um fator de participação de massa de 69%; (ii) o segundo modo apresenta torção em torno do centro geométrico da banda de edifícios com uma frequência de 6,1 Hz; (iii) o terceiro modo de vibração é de translação em X com uma frequência de 6,5 Hz e um fator de participação de massa de 76%, demonstrando que esta direção é a mais rígida, embora seja a direção das fachadas e com menor densidade de paredes interiores. Os resultados obtidos foram comparados com os definidos em [18] – os valores aqui propostos foram obtidos para diferentes tipos de edifícios e indicam, para edifícios equivalentes ao caso de estudo, um intervalo de valores entre 5 e 5,5 Hz para a frequência fundamental. Verificou-se que os resultados obtidos apresentam uma boa correspondência com os valores propostos em [18].

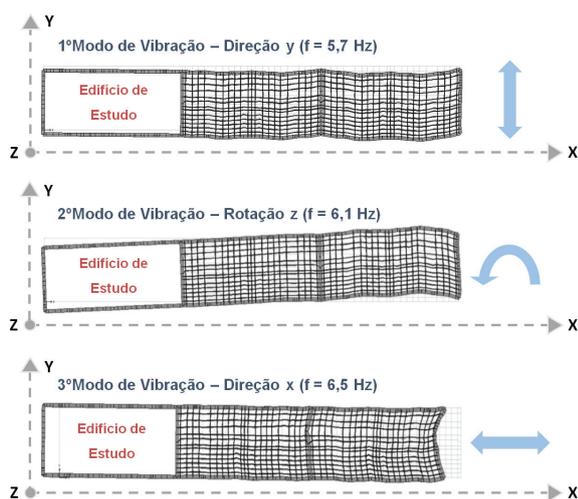


Figura 15 1.º Modo de vibração (direção Y); 2.º Modo de vibração (rotação em z); 3.º Modo de vibração (direção X)

Neste trabalho [13] foram realizados diferentes estudos paramétricos, com o intuito de avaliar a influência de: (i) o edifício estar isolado ou inserido em banda; (ii) o edifício isolado ter os pisos existentes (pavimento laje de betão armado com vigotas prefabricadas; modelado como piso rígido no seu plano) e os pisos originais (pavimento laje de betão armado + pavimento de madeira: piso rígido e flexível).

Concluiu-se que o tipo de pavimento, juntamente com a disposição em banda dos edifícios e a utilização de empenas meeiras, influencia o modo de vibração da estrutura e a sua rigidez global. Constatou-se da análise dos 3 primeiros modos que a banda funciona como unidade estrutural, consequência da rigidez dos pisos de betão armado e da partilha das empenas e continuidade das fachadas. Verificou-se ainda que o pavimento de betão armado (pavimento rígido) distribui os esforços proporcionalmente à rigidez dos elementos verticais e, como tal, quando o edifício é estudado isoladamente, observa-se que o primeiro modo de vibração se dá segundo a direção X [13] – direção correspondente à fachada e paredes com maior número de aberturas.

4.4 Resultados obtidos – Apresentação e análise

Para a análise dinâmica linear por espectro de resposta, definiu-se o espectro de resposta segundo o EC8, considerando os sismos tipo 1 e 2, um solo de fundação tipo C, e um fator de importância $Y_{II} = 1,0$.

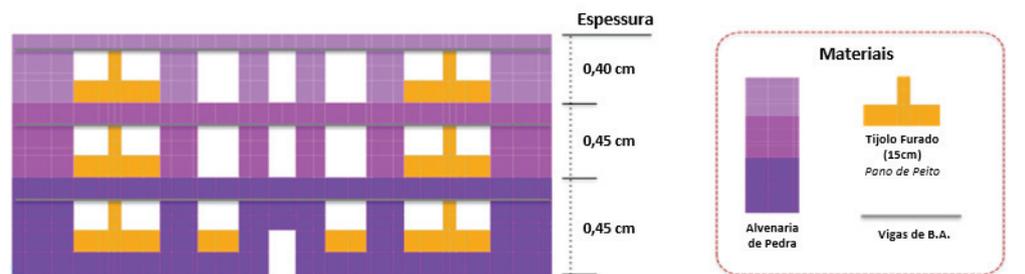
O EC8 – Parte 3: “Avaliação e reforço de edifícios existentes”, relativamente ao nível da ação sísmica a considerar na avaliação da segurança e reabilitação, não indica qualquer redução relativamente aos valores indicados para edifícios novos e como o correspondente Anexo Nacional ainda não está disponível, optou-se neste trabalho por assumir para a análise dinâmica linear a totalidade da ação sísmica (i.e., o valor da ação sísmica que se define para o dimensionamento de edifícios novos). No entanto, é importante realçar que utilizar o mesmo nível de exigência (para a verificação de segurança face a ação sísmica) considerado nas edificações novas pode conduzir a resultados inadequados, podendo levar a medidas de reforço drásticas e, provavelmente, desnecessárias [13].

O comportamento não linear foi considerado, simplificada, admitindo um coeficiente de comportamento (q) de 1,5 – valor correspondente a estruturas de Classe de Ductilidade Baixa (EC8) – assegurando assim uma atitude conservadora.

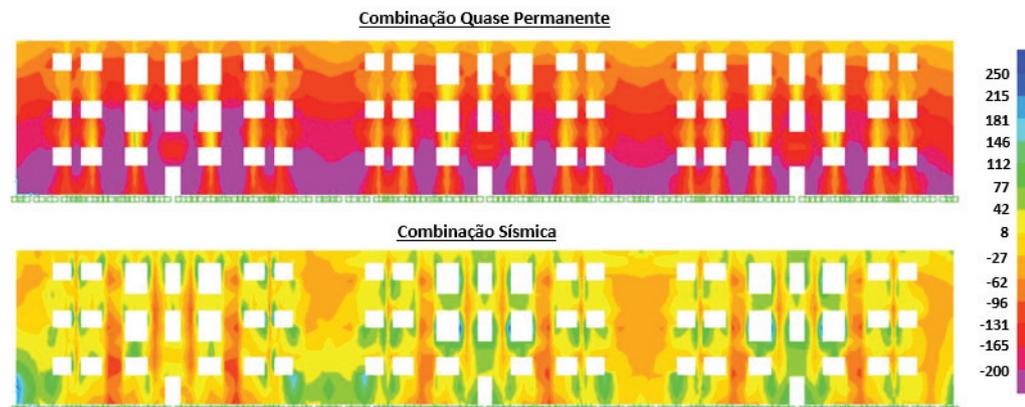
O efeito da ação sísmica deve ser combinado para os diferentes modos de vibração relevantes. Dado que existem modos de vibração com frequências próximas, a combinação mais adequada é a Combinação Quadrática Completa (CQC). Relativamente aos métodos de combinação direcional de ações, recorreu-se à combinação “Square-Root-of-Sum-of-Squares” (SRSS), onde o valor máximo do efeito da ação sísmica na estrutura é calculado através da aplicação da raiz quadrada da soma dos quadrados dos esforços resultantes de cada componente horizontal da ação sísmica, e assumindo que o sismo atua simultaneamente nas duas direções principais, X e Y. Os resultados obtidos com a análise dinâmica linear por espectro de resposta permitiram o estudo das tensões atuantes nas paredes de alvenaria e a realização do mapa de danos relativo à tensão de corte, com base no critério de *Mohr-Coulomb*.

4.4.1 Tensões Atuantes – Diagrama de Tensões

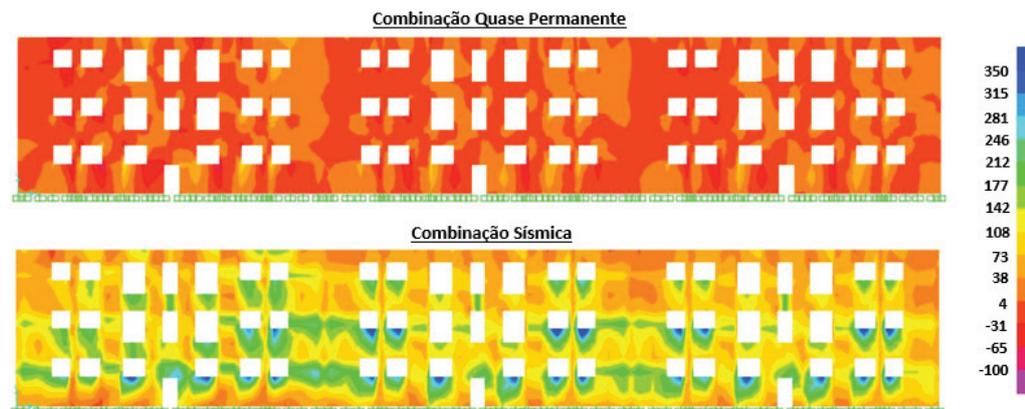
O estudo realizado consiste na verificação e análise das tensões verticais (σ_{22}) e de corte (σ_{12}) presentes nas paredes constituintes da estrutura devido à ação sísmica condicionante - Sismo Tipo 2. Em [13] são apresentados em pormenor os diagramas de tensões de todos



Fachada Principal



Tensão vertical – σ_{22}



Tensão de corte – σ_{12}

Figura 16 Representação gráfica dos diagramas de tensões da fachada principal

os alinhamentos relevantes do edifício em estudo considerando o edifício inserido em banda (como deve ser efetivamente modelado). Neste artigo apenas se apresentam os resultados para a fachada principal (Figura 16) e empena condicionante (Figura 17).

Por forma a tornar mais claro e evidente a influência da ação sísmica no diagrama de tensões verticais e, principalmente, de corte, são apresentados os diagramas de tensões devidos à Combinação Quase Permanente (C.Q.P. – cargas verticais) e devido à Combinação Sísmica (C. Sísmica – cargas verticais + sismo). Chama-se a atenção que, apesar de as tensões devidas à ação sísmica serem positivas

(resultantes da combinação modal CQC e direcional SRSS), o programa SAP2000 determina, para a combinação sísmica (C. Sísmica), a envolvente máxima e mínima considerando as tensões devidas ao sismo de compressão (valores obtidos da combinação modal e direcional afetados de sinal negativo) e de tração, respetivamente.

Na representação dos diagramas de tensões verticais (σ_{22}), os valores positivos correspondem a tensões de tração e os valores negativos a tensões de compressão.

Da análise dos diagramas obtidos (aqui representados apenas para a fachada principal – Figura 16) conclui-se que para a C.Q.P. é possível observar que existem, como seria de esperar, consideráveis compressões nas fachadas – principal e de tardoaz – mas também nas paredes interiores e empenas (a Figura 17 representa a empena com valores de tensão mais elevados, empena A cuja localização está identificada na Figura 14), com valores mais elevados na base [13]. Tal como seria de esperar, o edifício com pavimentos de betão armado apresenta maiores tensões de compressão na base. É possível, também, verificar a existência de tensões verticais de tração, com valores consideráveis nas zonas superior e inferior dos vãos, sugerindo portanto que nessa zona se encontra alguma fendilhação. Essas zonas são "suportadas" por lintéis de betão armado, como tal, é pouco provável que essas tensões de tração estejam na realidade associadas a fendilhação.

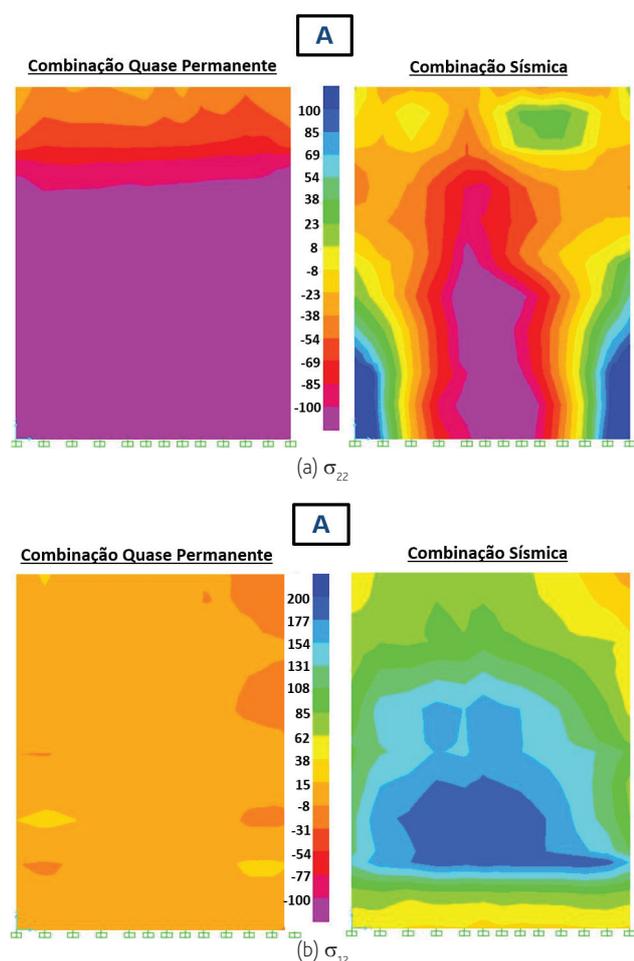


Figura 17 (a) Tensão vertical da empena A (não meeira); (b) Tensão de corte das empenas

Através da observação das figuras referentes à C. Sísmica, verifica-se que as tensões de compressão, na fachada principal (Figura 16), concentram-se nas "colunas" centrais de alvenaria de pedra ao passo que a maior concentração de tensões de tração surge entre vãos de

aberturas e no canto inferior esquerdo da base (zona de ligação com a parte da empena que não é meeira) sugerindo um elevado nível de fendilhação nessas zonas. O efeito da ação sísmica é condicionante para a análise das tensões de corte. Consta-se que nas fachadas – principal (Figura 16) e também de tardoaz – registam-se as maiores tensões de corte, em especial nas zonas correspondentes aos panos de peito e entre vãos de aberturas – zonas de descontinuidade.

No caso das empenas, verificou-se que o padrão de distribuição de tensões é muito parecido, sendo que é na empena que não é meeira (empena A – Figura 14) que se verificam tensões de tração mais elevadas – Figura 17a).

4.4.2 Mapas de danos

Os resultados obtidos com o SAP2000 permitem observar as tensões atuantes nas paredes da estrutura e identificar as zonas de acumulação de tensões verticais (compressão e tração) e de corte.

A verificação de segurança para o Estado Limite Último (E.L.U.) é feita posteriormente comparando as tensões de cálculo com as tensões resistentes e, para o corte, apresentada através de um mapa de danos. Apresenta-se na Figura 18 o mapa de danos para a tensão de corte. Neste mapa assinala-se com (*) quando o valor atuante de corte para a C. Sísmica (σ_{12}) excede o valor resistente τ , obtido segundo o critério de *Mohr-Coulomb*:

$$\tau = \tau_0 + \sigma \cdot tg \phi \quad (1)$$

onde τ (resistência ao corte) representa a tensão tangencial máxima admissível da alvenaria, τ_0 a resistência de corte (ver valores da Tabela II), σ a tensão normal de compressão e ϕ o ângulo de atrito interno (admitiu-se o valor de 0,4) [19].

Observa-se que na fachada principal (e também na de tardoaz [13]) a tensão de resistência ao corte é ultrapassada em diversas zonas. O padrão de danos é consistente na medida em que as zonas mais afetadas pela ação sísmica são as zonas junto às aberturas (principalmente os panos de peito) e as zonas de ligação entre fachada e empenas. A diferença de rigidez entre elementos (panos de peito/paredes da fachada) e o valor reduzido de compressão existente nessas zonas levam a que a resistência ao corte seja ultrapassada. É importante, no entanto, realçar duas considerações admitidas neste estudo que deveriam ser analisadas, o seu efeito, em trabalhos futuros: (i) foi assumida a totalidade da ação sísmica, considerada no dimensionamento de estruturas novas; e (ii) considerou-se para a definição da tensão de corte resistente (Equação 1) o valor máximo obtido com a análise dinâmica por espectro de resposta para a tensão vertical e posteriormente comparou-se o valor resistente assim obtido com o valor máximo da tensão de corte atuante. Consequentemente se se reduzisse a intensidade da ação sísmica (por exemplo para 75%-85% do valor considerando) as tensões atuantes seriam inferiores aos valores obtidos. Por outro lado, como as tensões verticais e de corte máximas não ocorrem simultaneamente, seria razoável reduzir o valor das tensões verticais (como limite, poderia considerar-se, irrealisticamente, um valor nulo), fazendo reduzir também o valor da tensão de corte resistente. A verificação de segurança foi também avaliada ao nível das tensões de compressão máximas atuantes. Os resultados revelaram que,

Mapa de Danos

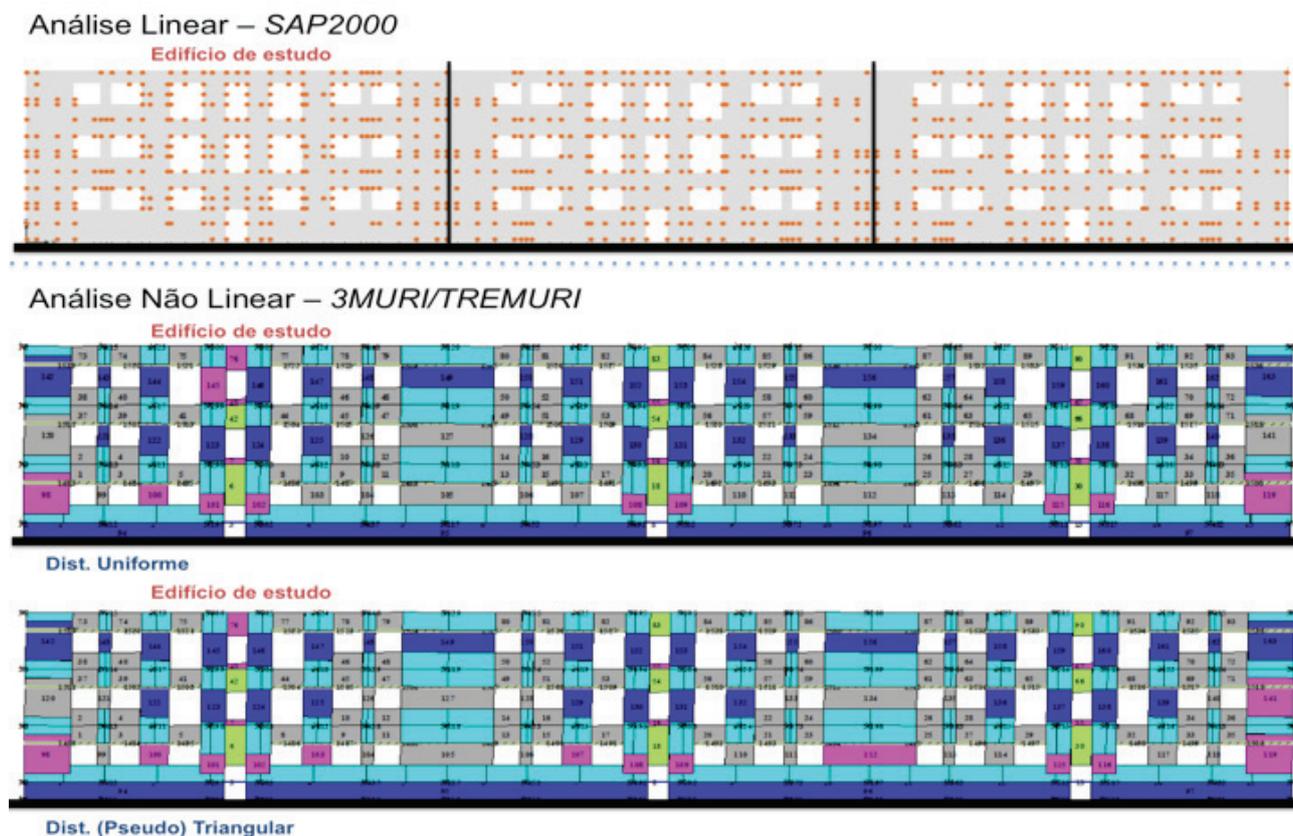


Figura 18 Mapa de danos da fachada principal – corte

para os valores considerados de resistência à compressão dos diferentes materiais (ver Tabela II), a segurança é verificada.

Por fim é importante referir que este edifício, quer isolado quer inserido em banda, foi também estudado recorrendo a análises estáticas não lineares [20]. As duas análises (dinâmica linear e estática não linear) distinguem-se fundamentalmente pela qualidade dos resultados obtidos. Na análise linear, os resultados obtidos são em geral conservativos e, a partir da análise de tensões de cálculo, para a intensidade de ação sísmica considerada, é possível apenas observar as zonas de acumulação de tensões verticais (compressão e tração) e de corte. A análise estática não linear fornece informação sobre as características da estrutura que não se obtêm em análises lineares e permite avaliar mais adequadamente o comportamento não linear de estruturas de alvenaria definindo a capacidade global resistente da estrutura, a sua ductilidade e identificando as regiões críticas da estrutura.

Da observação do mapa de danos obtido pela análise dinâmica linear e pela análise estática não linear [20] conclui-se que o padrão de danos para o corte é muito idêntico, sobretudo, nas fachadas - Figura 18.

Com base nos resultados das análises não lineares determinou-se o valor de coeficiente de comportamento (q), confirmando que o valor considerado neste trabalho, para a análise dinâmica linear ($q=1,5$), é baixo.

5 Comentários finais

Neste estudo caracteriza-se e analisa-se o comportamento estrutural e desempenho sísmico de um edifício "de placa" tipo do Bairro de Alvalade, inserido num quarteirão e construído ao abrigo do programa de CRE. Para tal, recorreu-se a uma análise dinâmica linear por espectro de resposta, como preconizado no EC8. O edifício de estudo é constituído por lajes de betão armado maciço nas zonas húmidas (cozinha e casa de banho) e nas restantes zonas por lajes de vigotas pré-esforçadas de betão armado, substituídas do habitual pavimento de madeira ainda existente nos edifícios adjacentes.

Analisando o diagrama de tensões, verificou-se que a ação do sismo provoca uma quantidade significativa de tensões de tração junto das aberturas e nas zonas entre elementos com diferente rigidez (por exemplo, panos de peito). O mesmo se verifica com as tensões de

corte. É perceptível, também, a diferença de acumulação de tensões do edifício de estudo (pavimento aproximadamente rígido no plano) para os edifícios adjacentes (pavimento flexível). No primeiro, os elementos verticais mais rígidos, como as fachadas e as empenas, apresentam maior acumulação de tensões do que as paredes interiores, ao passo que nos segundos as paredes interiores são mais sobrecarregadas [13]. O mesmo se verifica quando se analisa o mapa de danos correspondente à tensão de corte. Porém, este mapa de danos tem em conta o critério de *Mohr-Coulomb* para a definição dos valores resistentes, revelando que em alguns casos (por exemplo as empenas) a influência da tensão de compressão para a verificação da segurança ao corte tem um efeito benéfico, uma vez que aumenta a resistência ao corte dos elementos estruturais. Não se apurou qualquer tipo de dano para a tensão de compressão atuante face à ação sísmica.

O desempenho sísmico do edifício também foi avaliado recorrendo a análises estáticas não lineares [20]. Comparando os resultados das duas análises foi possível concluir que: (i) o padrão de danos para o corte é muito idêntico; e (ii) o valor adotado para o coeficiente de comportamento ($q=1,5$) é baixo. O valor de q , obtido com base nos resultados das análises estáticas não lineares [20], confirmou este facto.

Referências

- [1] Cóias, Vitor – “A reabilitação do edificado de Lisboa e o reforço sísmico”, Encontro Nacional Conservação e Reabilitação de Estruturas, LNEC, Portugal, 2010
- [2] Regulamento Geral da Construção Urbana, 5.ª edição, Direcção dos Serviços de Urbanização e Obras, CML, Portugal, 1944.
- [3] Nunes Silva, Carlos – *Política Urbana em Lisboa, 1926-1974*, Coleção Cidade de Lisboa, n.º 26, Livros Horizonte, Lisboa, 1994.
- [4] Sousa, M. L. et al. – “Caracterização do Parque Habitacional de Portugal Continental para Estudos de Risco Sísmico”, *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, 2006, n.º 66, p.35-50.
- [5] Costa, João P. – *Bairro de Alvalade: um Paradigma no Urbanismo Português*, Portugal, Livros Horizonte, 2006.
- [6] Câmara Municipal de Lisboa – *A Urbanização do Sítio de Alvalade*, edições CML, Lisboa, Setembro de 1948.
- [7] Eloy, S. – “A Methodology for Housing Rehabilitation Applied to the ‘Rabo de Bacalhau’ Building Type”, *2.ª Conferência da Rede Portuguesa de Morfologia Urbana*, ISCTE-IUL, Portugal, Lisboa.
- [8] Monteiro, M.; Bento, R. – *Characterization of ‘Placa’ Buildings*, ICIST DTC 02/2012, Portugal, 2012.
- [9] Alegre, M. A. Nave – “Estudo de Diagnóstico de Consulta e Apoio à Reabilitação das Casas de Renditas Económicas das Células I e II do Bairro de Alvalade”, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Construção, Instituto Superior Técnico, Portugal, 1999.
- [10] Appleton, João – “Tipificação do parque construído” in Lopes, M. (ed), *Sismos e Edifícios*, Portugal, Edição Orion, Setembro 2008.
- [11] Lamego, Paula – “Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco”, Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil/Estruturas, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Portugal, 2014.
- [12] Regulamento de Estruturas de Betão Armado, Dec. 25948, INCM, Lisboa, Portugal, 1935.
- [13] Ferrito, Tiago – “Avaliação sísmica de um edifício “de placa” do Bairro de Alvalade - Análise Linear e Não Linear”, Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil/Estruturas, Orientadora Científica: Rita Bento, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal, 2015.
- [14] AML - Arquivo Municipal de Lisboa – Memória Descritiva do edifício da Rua Actor Isidoro, nº13; Obra 52869, Processo 28208/DSC/PG, 1939.
- [15] CEN, European Committee for Standardization – “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings”, EN 1998-3, Junho 2005.
- [16] SAP 2000 – *Computers and Structures Inc., SAPv15, Analysis Reference Manual*, Berkeley, California, USA, 2008.
- [17] Norma NTC 2008 – “Norme Tecnica per le Costruzioni”, *Official Bulletin*, 2008.
- [18] Sousa Oliveira, C. – “Atualização das bases de dados sobre frequências próprias de estruturas de edifícios, pontes, viadutos e passagens de peões, a partir de medições expeditas in-situ”, *6.º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, ICIST/IST, Portugal, 2004.
- [19] European Committee for Standardization (CEN) – Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures (EC6-1), 2001.
- [20] Ferrito, Tiago; Milosevic, J.; Bento, R. – “Seismic vulnerability assessment of a mixed masonry-RC building aggregate by linear and nonlinear analyses”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2016, n.º 14, p.2299-2327. doi: 10.1007/s10518-016-9900-0.

