

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE FRONTAISS POMBALINOS SOB ACÇÃO DE CARGAS HORIZONTAIS

Maria João Teixeira¹, Ana Gonçalves², João Gomes Ferreira³, João Appleton⁴

¹Aluna de Mestrado em Engenharia Civil, DECivil / ICIST / IST / UTL

²Investigadora em Engenharia Civil, DECivil / ICIST / IST / UTL

³Professor Associado, DECivil / ICIST / IST / UTL

⁴Engenheiro Civil, A2P Consult, Estudos e Projectos Lda.



RESUMO

O bom comportamento dos edifícios pombalinos face a acções sísmicas deve-se, em larga medida, ao contributo da estrutura em gaiola existente, constituída essencialmente pelas paredes de frontal e barrotos dos pavimentos. Na presente comunicação apresenta-se um estudo experimental que teve por objectivo avaliar o comportamento das paredes de frontal e a contribuição de cada um dos seus elementos – alvenaria e barrotos de madeira. Os resultados obtidos permitirão modelar com maior rigor o comportamento dos frontais e, deste modo, o comportamento global dos edifícios, no contexto de uma avaliação de segurança estrutural ou no âmbito da realização de projectos de reforço.

1- INTRODUÇÃO

Hoje em dia assiste-se a uma tomada de consciência, por parte dos cidadãos, do valor cultural, arquitectónico e urbanístico dos centros históricos das cidades. Surge assim, da parte dos projectistas e construtores, uma crescente preocupação com a qualidade na intervenção sobre estes espaços, quer na fase de concepção quer na de construção.

A reconstrução de Lisboa após o sismo de 1755 foi feita com base na construção pombalina. A gaiola pombalina é conhecida pelo seu engenho e pela sua adaptabilidade a movimentos devido à sua elasticidade, conferindo resistência ao conjunto [FRANÇA, 1987]. A descrição técnica da gaiola é muito simples: a sua estrutura é formada por uma malha ortogonal de

frontais, por vigamentos de piso, por frechais e contra-frechais. A complexidade desta estrutura é responsável pelo travamento, que é a chave do bom funcionamento sísmico destes edifícios [LOPES, 2008]. Os frontais pombalinos, mais concretamente, são constituídos por elementos de madeira verticais (prumos), horizontais (travessas) e diagonais (escoras) que se cruzam formando elementos de Cruz de Santo André, cujos espaços são preenchidos por alvenaria.

Os frontais, que se encontram acima do primeiro piso, em geral nas duas direcções, desempenham uma função estrutural muito importante no comportamento da gaiola, quer para a absorção de parte da carga vertical, quer para o travamento geral da estrutura. Estas características são conferidas, em parte, pela boa ligação das

paredes aos pavimentos, cobertura e paredes de fachada. Estas conexões são muito importantes dado que formam os constrangimentos que limitam as deformações e as tensões nos diversos elementos estruturais que compõem a construção [LOPES, 2008].

O objectivo do estudo experimental desenvolvido e apresentado neste artigo é de estudar o comportamento dos frontais existentes na gaiola, que é essencial para avaliar o comportamento global dos edifícios, quer no contexto de uma avaliação de segurança estrutural, quer no âmbito da realização de projectos de reabilitação e/ou reforço. Com este trabalho pretende-se fornecer algumas orientações para o projecto, preparação e execução de intervenções de reabilitação do património habitacional em termos estruturais e construtivos, concretamente nos edifícios pombalinos.

2- PATOLOGIAS NOS EDIFÍCIOS POMBALINOS

Desenvolver uma tipificação de causas para as diversas anomalias nos edifícios pombalinos é uma tarefa de alguma dificuldade pois, apesar de serem da mesma época construtiva, apresentam grande variedade. A principal dificuldade provém essencialmente da forte influência da componente humana nas várias fases do processo de projecto, construção, e utilização/degradação. Para além destes factores, a interpretação entre causas e efeitos dos vários fenómenos pode não ser imediata, o que gera situações em que o mesmo acontecimento é consequência de um ou mais fenómenos a montante e ao mesmo tempo é causa de outros fenómenos a jusante [LNEC, 2006].

No caso particular dos edifícios pombalinos, a principal causa das anomalias é natural e prende-se com o envelhecimento, inevitável, dos próprios materiais, levando à modificação das características de elasticidade, de resistência mecânica, entre outros [APPLETON, 2003]. As outras anomalias

ou insuficiências são resultado de determinadas ocorrências, devidas a opções tomadas, quer em projecto, quer em todo o processo de construção, quer nas intervenções ao longo do tempo, que poderão ter acontecido.

Ao longo do tempo os edifícios pombalinos têm sofrido inúmeras alterações pelos seus utentes, por vezes com o desrespeito total pelas características iniciais de construção. Estas alterações podem ser pontuais, como a remoção de paredes, alargamentos de compartimentos e a alteração das condições de utilização dos andares, ao qual normalmente está associado um aumento das cargas actuantes e dos esforços exercidos sobre os elementos da construção. Outro tipo de alteração, mais gravosa a nível do edifício, consiste na sua alteração em altura, como o aumento do número de pisos ou na introdução de caves. Estes tipos de intervenção sem o estudo prévio de segurança e estabilidade, não são desejáveis, pois provocam na estrutura a actuação de cargas adicionais e consequente aumento de esforços e deslocamentos de toda a estrutura, em particular durante a acção sísmica, [LOPES e MONTEIRO, 2008].

Um outro tipo de intervenções gravosas consiste nas alterações feitas ao nível do rés-do-chão. Estas estão associadas a aberturas de vãos, suprimindo elementos estruturais verticais devido à necessidade de alargar os espaços comerciais, o que origina uma redução brusca de rigidez a este nível criando os pisos vazados ou *soft-storeys* artificiais, posteriores à construção inicial. Este é um tipo de irregularidade estrutural que a observação de sismos no passado mostra ser bastante nocivo [LOPES e MONTEIRO, 2008].

Ao longo do tempo realizaram-se diversas instalações nos edifícios pombalinos para acompanhar as necessidades de salubridade e conforto dos utentes, como o abastecimento de água, esgotos, rede eléctrica e gás. Estas intervenções, por vezes, não respeitam os elementos estruturais e provocam danos e alterações irreversíveis, como o corte de

elementos de madeira das paredes de frontal para a colocação de canalizações [LOPES e MONTEIRO, 2008].

O comportamento global do edifício é influenciado pela disposição em planta e pelo arranjo espacial das paredes e massas. Assim, a introdução pontual de novos elementos, como metálicos ou de betão armado, deve ser evitada pois cria diferenciais de rigidez muito acentuados, e pode levar ao aumento da excentricidade em planta entre a massa e a rigidez, introduzindo torções adicionais que podem dar origem a danos na estrutura em caso de sismo [COSTA, 2008].

3- CAMPANHA EXPERIMENTAL

3.1- Introdução e objectivos

Devido à grande complexidade da estrutura pombalina e de modo a poder extrair conclusões válidas, optou-se por realizar ensaios sobre elementos muito simples. Deste modo, analisou-se apenas uma parte de um frontal pombalino, concretamente o elemento simples de Cruz de Santo André. Foi analisado o comportamento destes elementos sob a acção de uma carga horizontal crescente até à rotura, conjugada com uma carga vertical constante simulando as acções gravíticas sobre este elemento.

3.2- Modelos ensaiados

Os modelos ensaiados consistem em cruces de Santo André, constituídas por uma gaiola de madeira e alvenaria nos espaços vazios. Foram construídos seis modelos semelhantes, onde três dos módulos são constituídos apenas pela gaiola de madeira e os três restantes são preenchidos com alvenaria. Os módulos foram identificados como gaiolas de madeira (GM) ou paredes de alvenaria (PA), como se apresenta na Fig.1 e Fig. 2. Pretendeu-se assim analisar a contribuição da madeira e da alvenaria para o comportamento global do elemento. Tentou-se reproduzir os métodos de construção e materiais utilizados

originalmente. A espécie de madeira usada neste ensaio foi pinho e a alvenaria foi constituída por argamassa e fragmentos cerâmicos. Os prumos e travessas estão ligados em meia madeira e com cravos de ferro fundido, enquanto as diagonais são ligadas a estes nós apenas por cravos.



Fig. 1 - Gaiola de madeira GM



Fig. 2 - Parede de alvenaria PA

Os ensaios envolveram a aplicação de carga horizontal e vertical aos módulos e, desta maneira, foi criada toda uma estrutura para que fosse possível a sua concretização. O equipamento fixo utilizado, existente no laboratório, consiste em: fundação, viga metálica de base, actuador de parafuso, parede de reacção e um pórtico de contraventamento lateral. O esquema geral do equipamento fixo encontra-se na Fig. 3.

Relativamente à instrumentação foram utilizados diversos deflectómetros (d1, d2 e d3) e extensómetros, posicionados e numerados conforme o esquema da Fig. 4



Fig. 3 - Montagem dos ensaios

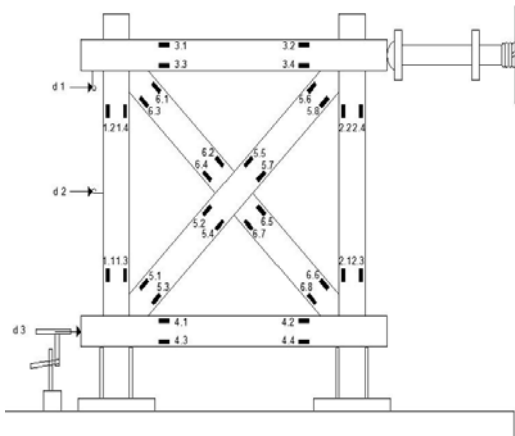


Fig. 4- Instrumentação

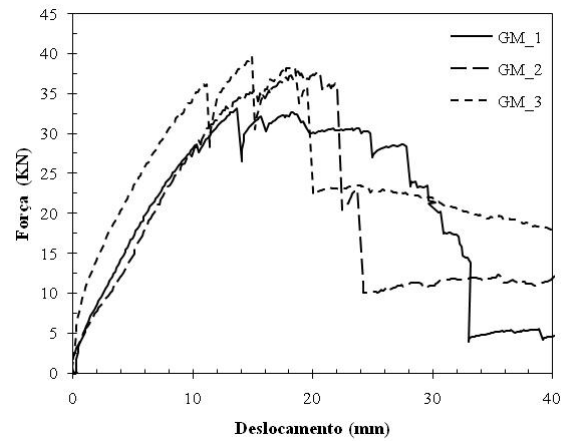


Fig. 5 - Gráfico força-deslocamento intermédio (d2) das gaiolas de madeira

3.3- Procedimento de ensaio

O procedimento de ensaio consistiu na imposição de deslocamento horizontal no topo a uma velocidade média de 15 mm/min, aplicado monotonicamente até à rotura dos provetes. Foi aplicada uma carga vertical constante, transmitida por macacos hidráulicos, simulando as cargas gravíticas. A carga total aplicada foi de 25 kN nas paredes de alvenaria e de 6 kN nas gaiolas (simulando apenas a carga absorvida pelos prumos).

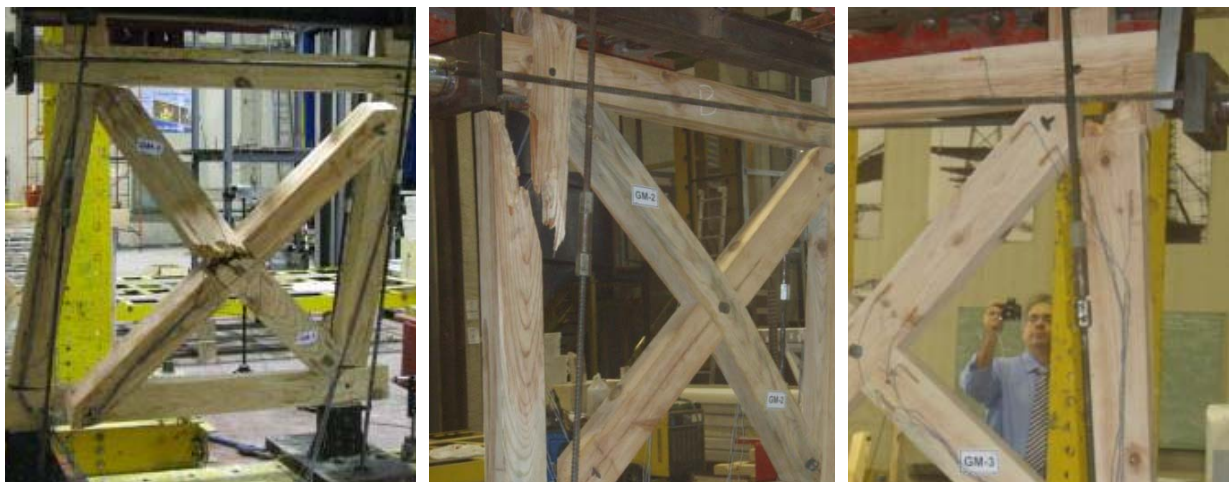
3.4- Resultados obtidos

3.4.1- Gaiolas de Madeira

Os diagramas força-deslocamento obtidos para as gaiolas de madeira (GM) apresentam-se na Fig. 5.

Apresenta-se, na Fig. 6, o resumo dos modos de rotura das gaiolas de madeira indicando-se a força de rotura respectiva.

Analisando o comportamento das três curvas pode-se dizer que GM1 e GM2 têm um comportamento muito semelhante. Observa-se que a GM3 apresenta uma rigidez superior mas, no entanto, tem um início de rotura prematura em relação às outras, ou seja, tem uma queda brusca do valor da força em primeiro lugar, isto é, para um menor deslocamento. Esta diferença pode-se dever ao facto de este elemento apresentar menores folgas nas ligações entre elementos de madeira, (que foram colmatadas com palmetas) relativa-



a) GM1: Rotura do nó central da diagonal comprimida - secção maia madeira, com força de rotura de 33 kN

b) GM2: Rotura do prumo traccionado - secção cheia, com força de rotura de 38 kN

c) GM3: Rotura do nó de aplicação da carga - secção meia madeira, com força de rotura de 36 kN

Fig. 6 - Modos e cargas de rotura das gaiolas de madeira

vamente aos outros.

A GM2 apresenta uma rotura mais tardia, ou seja, alcança valores superiores de deslocamento, sendo esta referente a uma rotura numa secção cheia. Em relação aos modos de rotura, a GM2 apresenta uma rotura mais brusca, no sentido em que as outras voltam a ganhar um pouco de rigidez. Em relação às forças de rotura, a GM1 atinge valores mínimos da força, o que deve estar associado ao facto de este elemento apresentar um modo de rotura de instabilidade do nó central das diagonais.

3.4.2- Paredes de alvenaria

Da mesma maneira que para as gaiolas de madeira, apresentam-se os diagramas força/deslocamento para os modelos de paredes de alvenaria (Fig. 7).

Em relação às paredes de alvenaria, estas possuem em geral maior rigidez e maior força máxima. PA1 apresenta a maior rigidez enquanto que PA3 a menor. PA1 e PA2 atingem valores superiores de força visto que PA3 sofreu uma rotura precoce num apoio, possivelmente devido a algum defeito localizado. PA2 apresenta uma rotura inicial mais tardia e mais brusca, o que está associado ao seu modo de rotura ter ocorrido na secção cheia do prumo traccionado. PA1 atinge os maiores valores de força e de deslocamento e força máxima, tendo tido um modo de rotura por

esmagamento do nó inferior da diagonal comprimida.

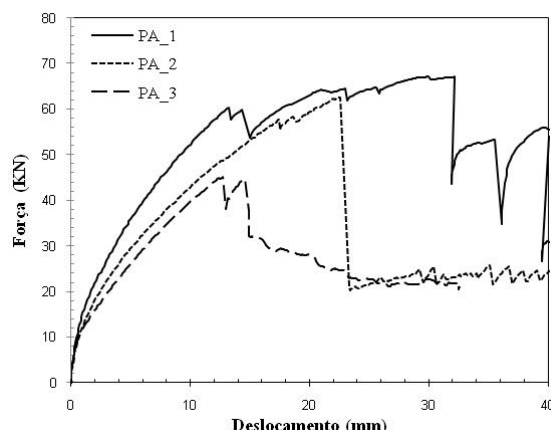


Fig.7 - Gráfico força/deslocamento intermédio (d2) das paredes de alvenaria

Resumidamente pode-se afirmar que três dos seis modos de rotura se deram no prumo traccionado (dois em paredes de alvenaria e um em gaiola de madeira), dois deram-se por esmagamento de nós (um deles no nó de ligação das duas diagonais e o outro no nó inferior mais afastado do macaco mecânico) e outro ainda devido a um defeito localizado no apoio traccionado (Fig. 8). Observou-se também, uma variação (diminuição) de rigidez dos elementos desde do início dos ensaios. Para esta variação poderá ter contribuído a eventual ocorrência de rotações de corpo



a) PA1: Rotura por esmagamento do nó inferior, com uma força de rotura de 60 kN



b) Rotura do prumo traccionado – secção cheia, com uma força de rotura de 63 kN



c) Rotura do prumo traccionado no apoio, com uma força de rotura de 45 kN

Fig. 8 - Modos e cargas de rotura das paredes de alvenaria

rígido durante os ensaios, que não foram medidas, bem como outros factores como a instabilidade da diagonal comprimida, a perda de rigidez das ligações à tracção (sobretudo na diagonal traccionada), a perda de rigidez dos materiais ou a perda de rigidez dos apoios.

Como seria de esperar, as paredes de alvenaria possuem uma rigidez e resistência superior às gaiolas de madeira. Apenas a gaiola de madeira 3 (GM3) se encontra muito próxima da parede de alvenaria 3 (PA3). De facto, a GM3 apresenta uma rigidez muito superior em relação às restantes gaiolas de madeira, como já referido, o que se poderá dever à existência de menores folgas nas ligações.

Em geral, verifica-se que a alvenaria contribui para a rigidez e para a resistência do conjunto e influencia o modo de rotura, evitando, por exemplo, a encurvadura das diagonais para fora do plano. A presença de alvenaria deverá ser ainda mais importante para cargas verticais. Nota-se que os modelos que atingiram forças de rotura superiores foram GM2 e PA2, correspondem a roturas que se deram em secções cheias, que não são tão frágeis como as de meia-madeira. Além disso, estes modelos são os que apresentam as roturas mais tardias (dentro do seu grupo), mais bruscas e o mesmo modo de rotura (prumo traccionado).

4- MODELAÇÃO DE ELEMENTOS DE CRUZ DE SANTO ANDRÉ

Foi realizada uma simulação numérica simplificada com base num modelo elástico linear, em que os elementos de madeira foram simulados com elementos de viga e a alvenaria com elementos de casca (Fig. 9).

A rigidez da madeira ($E = 10,6 \text{ GPa}$) foi obtida em ensaios sobre provetes e a da alvenaria foi estimada com base na bibliografia.

Foram testadas diferentes formas de ligação entre os elementos de madeira (ligações contínuas ou articuladas), diferentes comportamentos dos apoios (com

ou sem restrição de rotação) e diferentes formas de simular o comportamento das diagonais comprimida e traccionada.

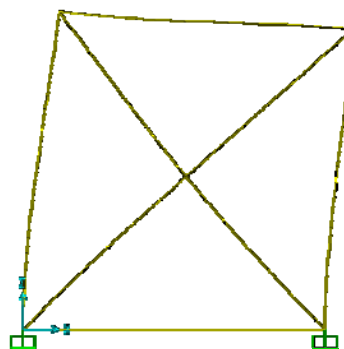


Fig. 9 - Modelo numérico

Na **Tabela 1**, apresenta-se um resumo dos modelos testados para a gaiola de madeira (com diferentes tipos de ligação) e os respectivos deslocamentos (d).

O modelo numérico escolhido, nesta fase, foi o modelo 4 pois pensa-se que é o que simula da melhor maneira o modelo ensaiado em laboratório.

Tabela 1 - Resultados dos modelos de GM

Modelo	Ligações	d (mm)
1	Nós todos encastrados	1,1
2	Diagonais articuladas	1,1
3	Nós todos rotulados	1,2
4	Diagonais articuladas com $E/2$	2,0
5	Diagonal comprimida articulada com E , sem diagonal traccionada	2,4
6	Diagonais articuladas com $E/2$ e apoios rotulados	2,1

Na Fig. 10 apresenta-se o confronto dos três módulos de madeira ensaiados experimentalmente e a recta equivalente à rigidez do modelo numérico 4. O modelo numérico corresponde à rigidez da zona inicial do gráfico experimental.

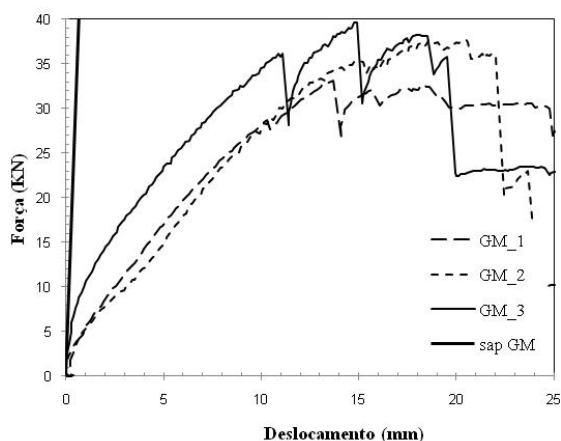


Fig. 10 - Gráfico força/deslocamento intermédio relativo das gaiolas de madeira ensaiadas e modelo numérico

Na Fig. 11 apresenta-se o confronto dos três módulos de madeira com alvenaria ensaiados experimentalmente e a recta equivalente à rigidez do modelo numérico 4. Como se pode observar, e tal como nas gaiolas de madeira, o modelo numérico utilizado apresenta uma rigidez muito superior às rigidezes experimentais, apenas se identificando uma tangência para valores muito reduzidos da força.

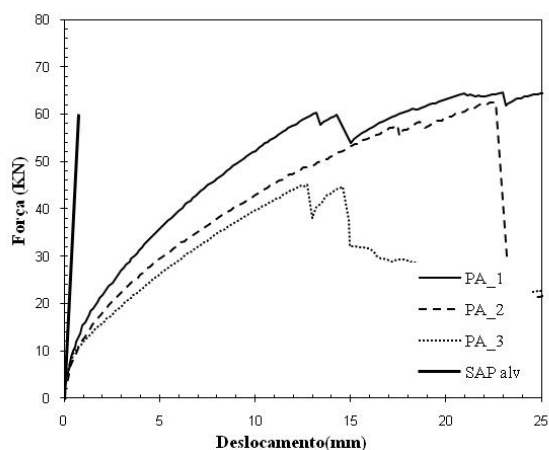


Fig. 11 - Gráfico força/deslocamento intermédio relativo das paredes de alvenaria ensaiadas e modelo numérico

Pôde-se ainda verificar que o modelo numérico sobrestima, em geral, os esforços normais, sobretudo na diagonal traccionada pois, na realidade, esta não absorve tracções significativas visto que os seus nós se desligavam da estrutura durante os ensaios. Os modelos numéricos subestimam, de

forma geral, os momentos flectores, sobretudo nos prumos e travessas, o que se deverá ao facto de as ligações entre elementos de madeira terem uma boa capacidade para transmissão de momentos e ao facto de as diagonais absorverem um esforço normal reduzido: a diagonal traccionada porque se desliga e a diagonal comprimida porque instabiliza devido sobretudo à presença da secção em meia-madeira. De facto, a gaiola tem um comportamento mais próximo de um pórtico com ligações de continuidade do que de uma estrutura articulada.

A distribuição de esforços nos modelos numéricos elásticos lineares estudados apresenta diferenças importantes face aos resultados experimentais que traduzem a complexidade efectiva do comportamento dos elementos ensaiados.

5 – REFERÊNCIAS

- [APPLETON, 2003] APPLETON, João, *Reabilitação de Edifícios Antigos: Patologias e Tecnologias de Intervenção*, 1.^a Edição, Edições Orion, Setembro 2003;
- [COSTA, 2008] COSTA, Aníbal, *Reparação e reforço das construções*, Capítulo 11 - Sismos e Edifícios, Edições Orion, 1.^a Edição, Julho 2008;
- [FRANÇA, 1987] José Augusto – *Lisboa Pombalina e o Iluminismo*, 3.^a Edição, Lisboa: Bertrand Editora, 1987.
- [LNEC, 2006] VILHENA, António; AGUIAR, José; PEDRO, João Branco, *Guia Técnico de Reabilitação Habitacional*, Instituto Nacional de Habitação, LNEC, 1.^a Edição, 2006;
- [LOPES e MONTEIRO, 2008] LOPES, Mário e MONTEIRO, Mafalda, *Intervenções negativas e erros de execução*, Capítulo 10 - Sismos e Edifícios, Edições Orion, 1.^a Edição, Julho 2008;
- [LOPES, 2008] Mário - *Sismos e Edifícios*, 1.^a Edição, Julho 2008, Edições Orion.

6 – AGRADECIMENTOS

Agradece-se à FCT e à Edifer o apoio concedido.