

CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DO REFORÇO DE LIGAÇÕES PAREDE-PISO

Susana Moreira

Aluna de Doutoramento
ISISE, Dep. Eng. Civil,
Universidade do Minho
Guimarães
su.moreira.pt@gmail.com

Luís F. Ramos

Professor Auxiliar
ISISE, Dep. Eng. Civil,
Universidade do Minho
Guimarães
lramos@civil.uminho.pt

Daniel V. Oliveira

Professor Associado
ISISE, Dep. Eng. Civil,
Universidade do Minho
Guimarães
danvco@civil.uminho.pt

Luís Mateus

Engenheiro Civil
Grupo STAP
Lisboa
luismateus@monumenta.pt

Paulo B. Lourenço

Professor Catedrático
ISISE, Dep. Eng. Civil,
Universidade do Minho
Guimarães
pbl@civil.uminho.pt

Vítor Cóias

Engenheiro Civil
Grupo STAP
Lisboa
vitorcoias@stap.pt

SUMÁRIO

O desempenho sísmico de edifícios tradicionais de alvenaria é geralmente afetado pela eficiência das ligações piso-parede, uma vez que estas podem assegurar a continuidade estrutural e impedir a maioria dos colapsos locais. De facto, o comportamento para fora do plano das paredes de alvenaria observado em sismos recentes evidencia a importância crítica que as ligações entre os elementos verticais e horizontais assumem em edifícios históricos. A literatura científica neste domínio é muito escassa, justificando a necessidade de investir recursos na análise, experimental e numérica, do comportamento das ligações piso-parede. Este artigo apresenta uma série de ensaios experimentais sobre a caracterização do comportamento de ligações piso-parede em construções tradicionais de alvenaria. Foram construídos diversos provetes em laboratório à escala real, representativos dos edifícios pombalinos tardios e gaioleiros da baixa de Lisboa. O artigo discute os resultados experimentais das ligações reforçadas ensaiadas, com destaque para as cargas e deslocamentos máximos, bem como os modos de rotura associados. Com base nos resultados obtidos, é apresentada ainda uma idealização bilinear das envolventes dos ensaios, como primeira aproximação à utilização prática dos resultados.

Palavras-chave: Ligações piso-parede; ensaio arrancamento; modos de rotura.

1. INTRODUÇÃO

Os edifícios de alvenaria não armada têm sido objeto de vários estudos, devido à generalização da sua construção a nível mundial e também, à sua vulnerabilidade sísmica [1; 2]. A incapacidade de sofrer grandes deformações sem perda considerável de resistência e a severidade dos danos observados em médios a grandes sismos levanta preocupações relativamente à segurança de vidas humanas, perdas financeiras ou até mesmo, danos arquitetónicos e culturais irrecuperáveis. No entanto, em sismos recentes observou-se que o comportamento destes edifícios foi melhor do que o expectável, quando a capacidade de deformação no plano das paredes era explorada [3]. Este tipo de mecanismos de colapso contribuem para um comportamento global da estrutura, em oposição a modos de rotura locais para fora do plano, aumentando a sua ductilidade e capacidade de dissipar energia.

De forma a permitir o desenvolvimento de mecanismos de colapso no plano das paredes é necessário prevenir a formação de mecanismos para fora do plano. Apesar de serem mecanismos locais, o derrubamento parcial ou total de uma parede, pode comprometer a estabilidade global da estrutura. A existência de ligações ineficientes entre elementos estruturais, parede-piso e parede-parede, é apontada como uma das principais causas associadas a colapsos de paredes para fora do plano, e a queda de pisos de madeira [1; 4]. Inspeções visuais pós-terramoto realizadas em edifícios de alvenaria não armada confirmaram, que a existência de ligações reforçadas parede-piso limita a ocorrência de colapsos para fora do plano das paredes [1; 5]. Especificamente, as ligações piso-parede eficientes contribuem para a ancoragem da parede em altura e conseqüente diminuição da esbeltez da parede. A sua importância aliada com a escassez de pesquisa sobre ligações, tanto experimental como numérica, contribuíram para a necessidade de caracterizar o seu comportamento sísmico e avaliar a sua importância no comportamento global de uma estrutura.

Em edifícios de alvenaria armada tradicionais, as paredes são de alvenaria de pedra (comum em Portugal e Itália, entre outros) ou tijolo (comum em países anglo-saxónicos) e os pisos são formados por vigas e soalho de madeira. Apesar da existência de diferentes configurações de ligações parede-piso, estas são transversais à maioria dos edifícios, independentemente da sua localização geográfica, tipologia de parede e piso. Uma das ligações de parede-piso mais elaboradas encontra-se nos edifícios “Pombalinos”, em que a ligação típica consiste em vigas de piso em madeira, ligadas ao frechal e contra-frechal, através de entalhes e pregos de ferro de 8 cm a 30 cm de comprimento, com ambos os frechais embebidos na parede de alvenaria, a 5 cm da face interna desta. Desenhos originais contemplam a presença de conectores metálicos, ferrolhos, ancorando algumas das vigas de pavimento às paredes de alvenaria [6; 7]. Em edifícios “Pombalinos Tardios” e “Gaioleiros” a ligação foi simplificada, levando à omissão das ligações de carpintaria a meia madeira ou até do frechal, conduzindo ao apoio direto da viga na parede. Com o aumento da utilização do ferro na construção, as ligações começaram a incorporar cachorros de ferro para servir de apoios [8]. As características principais destas tipologias de edifícios são amplamente descritas por Mascarenhas [6], Appleton [8] e Pinho [7].

As ligações de apoio direto de vigas na parede, reforçadas com conetores tradicionais, foram estudadas por Lyn & La Fave [9], em particular, ligações encontradas em edifícios de tijolo construídos antes dos anos 50, nos Estados Unidos. O reforço consistia de uma chapa metálica pregada à viga de madeira e ancorada à face exterior da parede através de um tirante com uma porca e anilha na extremidade. A campanha experimental realizada permitiu caracterizar o escorregamento da viga em relação à parede, apontando o arrancamento da cabeça dos pregos ou deslizamento destes como modos de rotura principais. O estudo conclui ainda, que os provetes aos quais foi aplicado um procedimento dinâmico apresentaram um comportamento mais frágil do que os provetes submetidos a procedimentos monotónicos e cíclicos quase-estáticos.

Como os edifícios das tipologias “Pombalino Tardio” e “Gaioleiro” têm maior vulnerabilidade sísmica, o presente estudo focou-se num tipo de ligações piso-parede que aí podem ser encontradas. A ligação é caracterizada pelas vigas de pavimento apoiarem (pregadas) no frechal, que por sua vez está embebido na parede de alvenaria. A solução de reforço desenvolvida com a Monumenta Lda. é baseada no funcionamento do ferrolho, mas procura melhorar o seu funcionamento estrutural e aplicação. Esta consiste numa cantoneira aparafusada à viga de pavimento e ancorada à parede de alvenaria através de uma placa de ancoragem. Tendo por base um trabalho inicial de Moreira et al. [10], que consistiu na realização de ensaios de arrancamento monotónicos em ligações não reforçadas e reforçadas, o presente artigo foca-se na análise de resultados obtidos de ensaios cíclicos em ligações reforçadas.

2. ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE LIGAÇÕES

2.1 Provetes

Os provetes representativos de ligações eram constituídos: pela parede de alvenaria, pelo frechal e pela viga de pavimento. As paredes construídas tinham 2 m de comprimento, 1.6 m de altura e a espessura era 0.4 m ou 0.6 m, dependendo se a parede representava um piso elevado ou um 1º/ 2º piso, respetivamente (ver Figura 1a). A cada espessura correspondia um nível de carga vertical distinto, 0.2 MPa para 0.4 m e 0.4 MPa para 0.6 m, o que permitiu avaliar a influência do estado de tensão nos modos de rotura e o comportamento local da ligação. As paredes foram construídas sem taipal, conforme indicação construtiva da época, e a alvenaria era irregular, com pedras de calcário de Monsanto, com a dimensão máxima de 0.2 m e juntas no máximo de 0.05 m de espessura. Cada parede continha dois provetes, isto é, duas ligações piso-parede compostas por um frechal de $0.095 \times 0.095 \times 1.0 \text{ m}^3$ e uma viga de $0.13 \times 0.18 \times 0.65 \text{ m}^3$, perpendicular à parede. A viga estava pregada no frechal, que por sua vez estava embebido a 0.03 m da face interior da parede. O comprimento total de ancoragem da viga na parede era 0.15 m (ver Figura 1b).

As principais componentes do reforço são: a cantoneira reforçada, o tirante e a placa de ancoragem. A cantoneira de aço reforçada com nervuras foi aparafusada à viga de

pavimento, através de 4 varões $\square 10$, de classe de aço 4.5, constituindo uma ligação de corte simples. O tirante utilizado era de aço de classe 8.8, de diâmetro $\square 16$ e foi aplicado com uma inclinação de 15° (ver Figura 1). A placa de ancoragem aplicada nas paredes tinha uma forma quadrangular de aresta 0,175 m, com espessuras de 0.006 m e 0.020 m, nas paredes de 0.4 m e 0.6 m de espessura, respetivamente. Com o aumento de espessura da placa de ancoragem nas paredes de 0.6 m de espessura procurou-se prevenir a sua flexão. A solução de reforço contemplou ainda a aplicação de uma camada de GFRP na viga de madeira. Convém referir que a colocação da cantoneira foi realizada com a resina epóxi ainda fresca, levando a que esta ficasse colada à viga de pavimento.

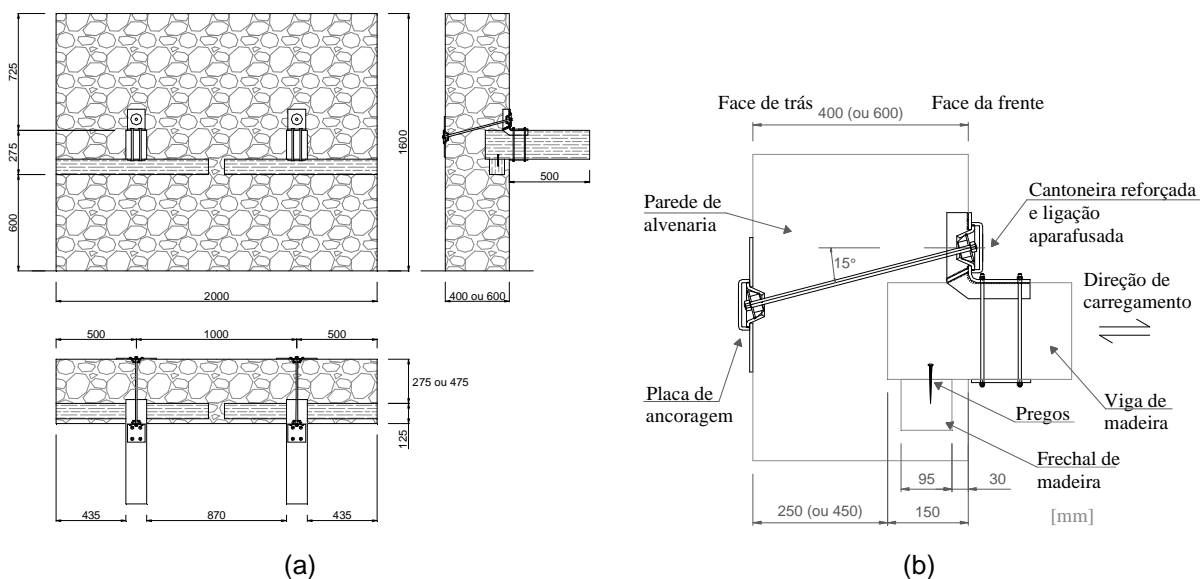


Figura 1 Provete de ligação piso-parede reforçada: (a) configuração geral; (b) detalhe da ligação reforçada.

As dimensões dos provetes foram definidas tendo em consideração a bibliografia existente [8; 7], os modos de rotura apresentados e as condicionantes laboratoriais. Os modos de rotura considerados foram definidos com base no comportamento mecânico expectável e também com os modos de rotura comumente assumidos para tirantes e conectores [2; 11]. Conforme apresentado na Figura 2, os modos de rotura possíveis são: formação do cone de punçoamento (FM1), esmagamento da alvenaria sob a placa de ancoragem (FM2), rotura da ligação cantoneira/viga (FM3) e plastificação e rotura do tirante (FM4). O modo de rotura FM3 comporta: plastificação da cantoneira, rotura por flexão e corte dos parafusos e esmagamento da madeira.

Como os elementos metálicos e a madeira foram fornecidos segundo características padrão, estes não foram submetidos a qualquer ensaio de caracterização das suas propriedades mecânicas. A madeira utilizada foi casquinha C18 e os elementos metálicos são em aço inoxidável 304, à exceção dos tirantes e varões da ligação aparafusada. Paralelamente aos ensaios de arrancamento, foram realizados ensaios de compressão uniaxial de prismas de alvenaria e de compressão diagonal de muretes de alvenaria, para caracterização das

propriedades mecânicas da alvenaria mais relevantes. A tensão de rotura à compressão e o módulo de elasticidade foram determinados através dos ensaios de compressão uniaxial, enquanto as tensões de rotura ao corte e tração foram obtidas com os ensaios de compressão diagonal, conforme apresentado no Quadro 1.

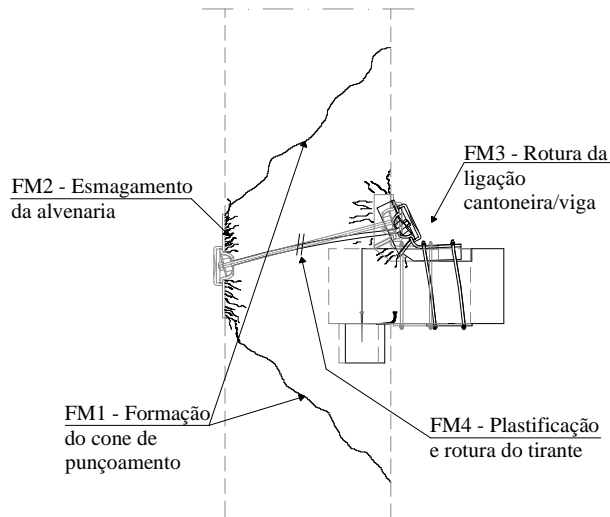


Figura 2 Modos de rotura expectáveis para a ligação reforçada piso-parede.

Quadro 1 Propriedades da alvenaria

Propriedades	Alvenaria
Tensão de rotura à compressão (MPa)	1.8 (10%)
Tensão de rotura ao corte (MPa)	0.3 (15%)
Tensão de rotura à tração (MPa)	0.1 (15 %)
Módulo de elasticidade (MPa)	1015 (14%)

2.2 Aparato de ensaio e procedimento

Considerando as condicionantes laboratoriais e a dimensão dos provetes, foi possível desenvolver um pórtico de ensaio autoequilibrado capaz de realizar ensaios quase-estáticos monotónicos [10] e cíclicos, em que a parede de alvenaria serve de reação à ação aplicada. A força de arrancamento, que pretende recriar a ação sísmica horizontal, foi aplicada diretamente na viga de pavimento através de uma amarra de aço. Entre esta e o atuador foi colocada uma rótula, de forma a acomodar pequenas deformações. Para a realização dos ensaios cíclicos, o pórtico foi ancorado à face posterior da parede, garantindo a reação necessária aquando da inversão de sentido do deslocamento. De forma a limitar a rotação da viga de pavimento durante o ensaio, foi incluído no aparato de ensaio um apoio vertical, com uma célula de carga para controlo do sentido e valor da reação vertical (ver Figura 3a).

De forma a simular o estado de compressão nas paredes, resultante da combinação quase-permanente de cargas verticais, foram colocados 4 cilindros hidráulicos sobre perfis HE200B de aço no topo da parede, com reação na laje de reação superior. Desde a aplicação dos reforços até à realização dos ensaios, o estado de compressão, de 0.2 MPa ou 0.4 MPa, foi mantido constante através do controlo manual da pressão nos cilindros. Estes valores de tensão correspondem a paredes de espessura de 0.4 m ou 0.6 m, respetivamente.

A instrumentação dos ensaios foi realizada através de LVDT e de extensómetros nos tirantes de aço. Os LVDT foram distribuídos na parede, com especial incidência na zona circundante ao reforço para capturar a formação do cone de punçãoamento, mas também, na viga de pavimento, no frechal, nas extremidades do tirante e na placa de ancoragem (ver Figura 3b). Os extensómetros foram colocados paralelamente a meio do tirante.

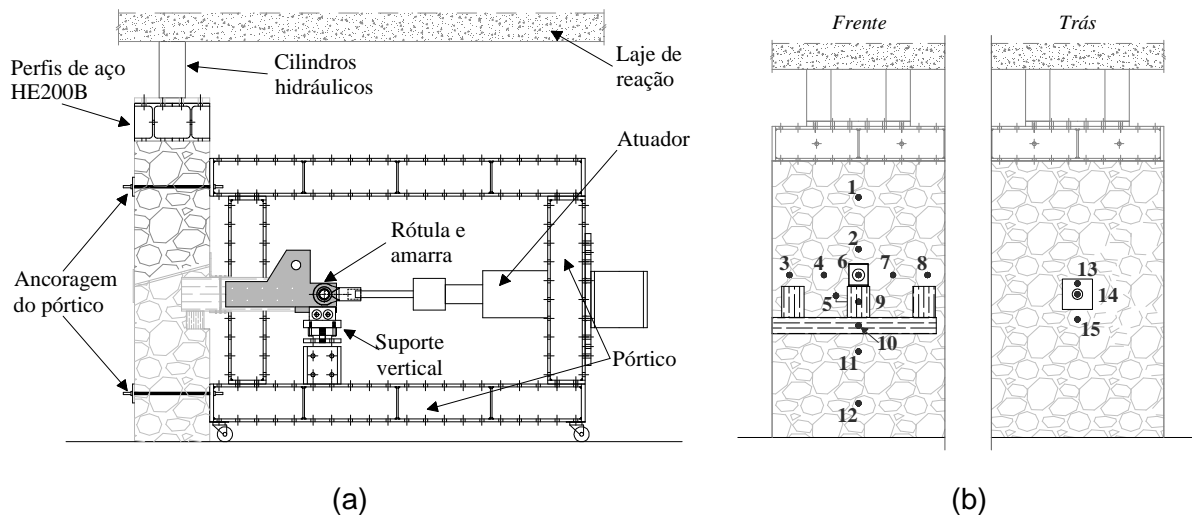


Figura 3 Aparato de ensaio: (a) pórtico de ensaio; (b) localização da instrumentação.

O procedimento cíclico, baseado em ensaios monotónicos preliminares, consiste em cargas e descargas, sem inversão de sinal, e compreende 10 patamares até 100 mm, com duas repetições por ciclo. Os patamares inferiores dos ciclos vão aumentando desde 5 mm até 50 mm, devido a limitações do pórtico de ensaio. Este abrange um intervalo de velocidades de 15 $\mu\text{m/s}$ a 40 $\mu\text{m/s}$. Como critérios de paragem foram adotados: cumprimento do procedimento cíclico, progressão do dano para fora da área expectável, 50% de perda de carga no pós-pico e deslocamento relativo viga/parede máximo de 120 mm.

2.3 Resultados

Seis ensaios de arrancamento quase-estáticos cíclicos foram realizados nas condições previamente descritas. No Quadro 2 são apresentados o modo de rotura, a força de arrancamento máxima (F_{max}) e o respetivo deslocamento ($d_{F_{\text{max}}}$), assim como a média e respetivo coeficiente de variação (CoV) de cada provete, para cada espessura de parede. O ensaio do provete WF.60.A.3A foi interrompido, após o primeiro ciclo do patamar de 80 mm, porque a estabilidade do provete estava comprometida. No caso do provete WF.60.A.3B,

como houve um aumento da carga mais acentuado nos últimos patamares de deslocamento, após o cumprimento do procedimento cíclico, continuou-se o carregamento monotónico da ligação até atingir a rotura.

As médias das forças de arrancamento máximas obtidas para ambas as espessuras de parede, 93.9 kN e 92.5 kN, apresentam valores muito próximos, o que não reflete o aumento de espessura e compressão da parede. Como nos ensaios nas paredes de 0.6 m de espessura não houve formação do cone de punçoamento, a capacidade da parede ao corte não foi explorada, e consequentemente não foram atingidos valores de força de arrancamento superiores. Dentro do mesmo modo de rotura, a dispersão dos valores de força é baixa em ambas as espessuras de parede (CoV inferior a 11 %). O deslocamento quantificado no Quadro 2 e nas figuras apresentadas é referente ao deslocamento relativo entre a viga de pavimento e a parede de alvenaria. Os deslocamentos aquando da força máxima dos ensaios em paredes de 0.4 m apresentam consistência de resultados (CoV de 4.1%), o que não se verifica para as paredes de 0.6 m de espessura (CoV de 43.4 %).

Quadro 2 Modo de rotura, força máxima de arrancamento e respetivo deslocamento de todos os ensaios realizados

Provete	Modo de Rotura	F_{max} (kN)	d_{Fmax} (mm)
WF.40.A.3A	FM1 + FM3	93.09	91.47
WF.40.A.4A	FM1 + FM3	94.50	84.33
WF.40.A.4B	FM1 + FM3	94.07	88.04
Média		93.9	87.9
CoV (%)		0.8	4.1
WF.60.A.2B	FM3	92.42	76.11
WF.60.A.3A	FM3	82.67	44.24
WF.60.A.3B	FM3	102.44	111.29 (87.52 no patamar dos 100 mm)
Média		92.5	77.2
CoV (%)		10.7	43.4

Os modos de rotura observados correspondem aos modos previstos inicialmente, com predominância da combinação FM1+FM3 nas paredes de 0.4 m, e do modo FM3 nas paredes de 0.6 m. O comportamento local da ligação resulta da combinação de vários danos acumulados, que se desenvolvem em paralelo, como apresentado na Figura 4. O arrancamento dos pregos entre a viga de pavimento e o frechal provavelmente verificou-se para valores de força baixos, como acontece nas ligações não reforçadas [10]. A ligeira rotação da viga de pavimento levou ao descolamento da cantoneira da viga de pavimento, sendo a partir desse momento visível o escorregamento na ligação aparafusada,

acompanhado pela abertura da cantoneira (ver Figura 4b). Com a abertura da cantoneira, surgiu flexão do tirante, provocando a dobra observada na Figura 4c. Na ligação aparafusada, a madeira ficou bastante danificada, devido ao esmagamento causado pelos parafusos e cantoneira (ver Figura 4d). A fissuração da alvenaria nas paredes de 0.4 m de espessura estava inicialmente concentrada na área circundante à cantoneira (a partir do segundo patamar de deslocamento), sendo apenas visível na restante face frontal da parede para níveis de carga perto da força máxima (ver Figura 4e). Nas paredes de 0.6 m de espessura não havia fissuração visível. Em ambas as espessuras de parede ocorreu esmagamento da alvenaria sob a placa de ancoragem. O aumento de espessura da placa de ancoragem nas paredes de 0.6 m de espessura preveniu a deformação permanente resultante da flexão da placa, como observado para espessura menor usada nas paredes de 0.4 m de espessura. No provete WF.60.A.3A a baixa deformação, quando comparada com os restantes ensaios, está associada a rotura por flexão verificada na ligação aparafusada, apesar do apoio vertical prevenir rotações excessivas da viga.

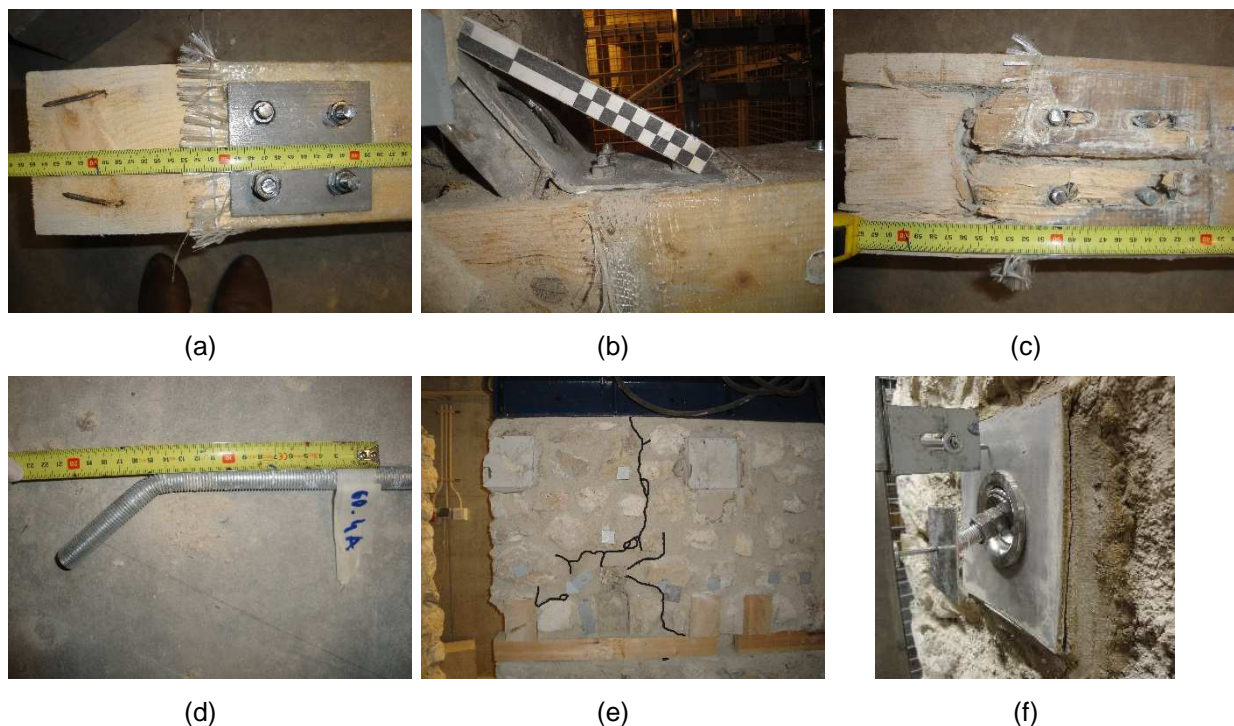


Figura 4 Danos resultantes do ensaio: (a) arrancamento dos pregos; (b) plastificação da cantoneira; (c) plastificação do varão; (d) esmagamento da madeira; (e) fissuração da alvenaria; (f) esmagamento da alvenaria debaixo da placa de ancoragem.

Como apresentado na Figura 5, as curvas histeréticas demonstram grande semelhança na forma dos ciclos, durante a fase de pré-pico, independentemente do modo de rotura. Este efeito pode ser atribuído à deformação ocorrida na ligação aparafusada entre a viga e a cantoneira metálica, com esmagamento da madeira e flexão dos parafusos, e também à abertura da cantoneira. O comportamento cíclico é caracterizado por perda de força entre ciclos do mesmo patamar de deslocamento aplicado, decréscimo de rigidez entre patamares

de deslocamento e alteração de rigidez na recarga. Apesar de o procedimento de ensaio não contemplar inversão de força nos ciclos, para alcançar o deslocamento mínimo imposto em cada ciclo, desenvolveram-se forças de compressão na ligação. A rotura prematura por flexão do provete WF.60.A.3A é caracterizada por uma perda de carga acentuada no pós-pico, típica de roturas frágeis (ver Figura 5b).

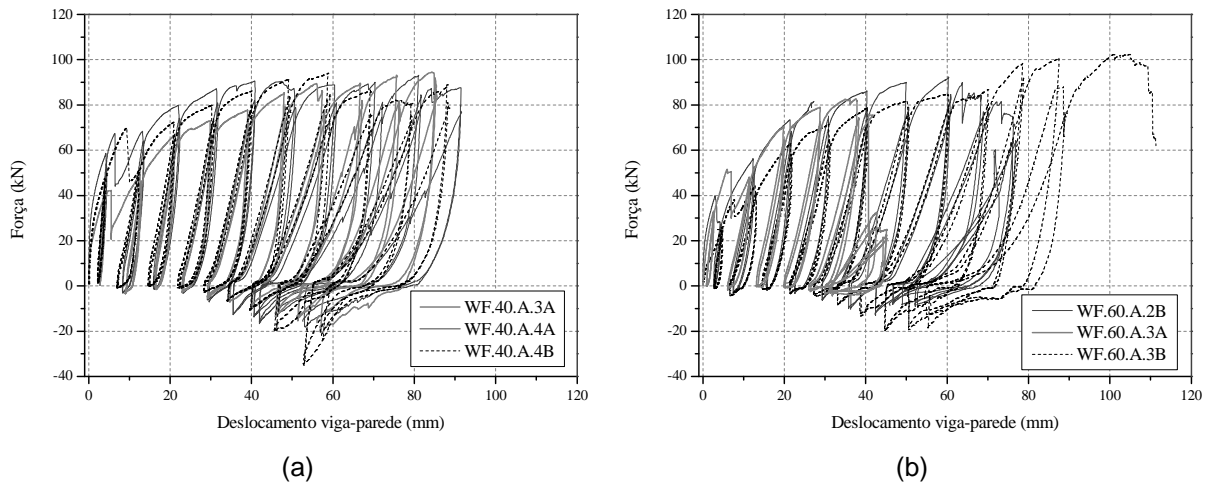


Figura 5 Curvas força-deslocamento viga-parede: (a) provetes de 0.4 m de espessura; (b) provetes de 0.6 m de espessura.

A quantificação da energia dissipada acumulada permitiu avaliar o dano acumulado ao longo do ensaio, e as diferenças que existem entre primeiro e segundo ciclo do mesmo patamar. A semelhança de comportamento observada durante os ensaios realizados nas paredes de 0.4 m de espessura é patente na similitude de energia dissipada nos ensaios. A energia dissipada acumulada apresentou uma progressão quadrática em ambos os ciclos (considerando que não houve uma perda de carga considerável) e a perda de energia média dos três ensaios é 62 % (ver Figura 6a).

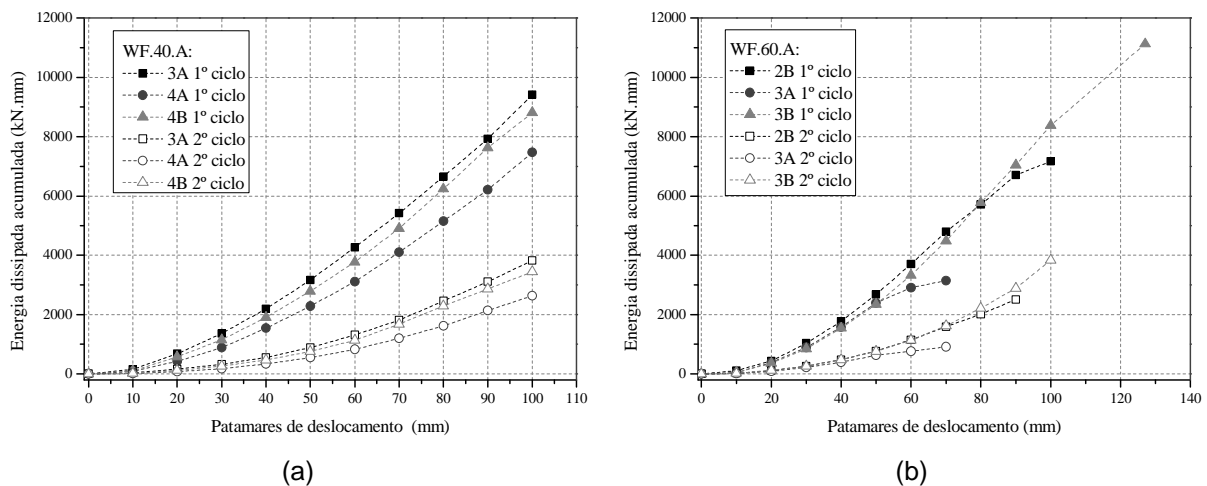


Figura 6 Energia dissipada acumulada: (a) provetes de 0.4 m de espessura; (b) provetes de 0.6 m de espessura.

Nas paredes de 0.6 m de espessura, é possível observar que as diferenças na rotura se traduzem também na energia dissipada acumulada dos diferentes ensaios. Os três ensaios têm progressões semelhantes, até os provetes WF.60.A. 2B e WF.60.A. 3A, atingirem as suas capacidades máximas (respetivamente nos patamares de deslocamento de 70 mm e 50 mm), a partir das quais houve um abrandamento da energia dissipada. Os ensaios WF.60.A.2B e WF.60.A.3B, no patamar de deslocamento de 100 mm, apresentam valores de energia dissipada acumulada semelhantes aos calculados para os ensaios nas paredes de 0.4 m de espessura. Devido ao carregamento monotónico para atingir a rotura da ligação, o ensaio WF.60.A.3B tem um acréscimo de 25 % relativamente à energia acumulada no último patamar do carregamento cíclico (ver Figura 6b).

3. IDEALIZAÇÃO BILINEAR DAS ENVOLVENTES

Tendo por base o objetivo de desenvolver uma solução de reforço para ligações piso-parede bem caracterizada e que permita uma aplicação efetiva na análise e no dimensionamento de estruturas, determinaram-se as curvas bilineares características de cada ensaio. A construção das curvas bilineares foi baseada nas recomendações de Tomažević [2] e Frumento et al. [12], para posterior utilização em análises não lineares.

A determinação de uma curva bilinear é baseada na limitação de três fases no comportamento do provete. A primeira é o início de fissuração, a segunda é o ponto de força máxima, e por fim é o ponto de deslocamento máximo. A curva bilinear consiste numa aproximação elasto-plástica ao comportamento do provete, com uma fase inicial elástica, caracterizada pelo módulo de elasticidade efetivo, k_{el} , até atingir a força de arrancamento última, F_u , a partir da qual se inicia a fase plástica, de força constante, até ser atingido o deslocamento último, d_u . Este deslocamento último é o valor do deslocamento correspondente a uma perda de carga máxima de 20 %, ou caso não se verifique, corresponde ao deslocamento máximo atingido. As duas principais condições impostas para a determinação da força de arrancamento última, F_u , foram:

1. O ramo linear ascendente da curva bilinear é caracterizado por k_{el} , e corresponde ao declive da secante que une a origem ao ponto correspondente à força de início de fissuração, F_{fis} , pertencente à envolvente experimental. F_{fis} é definido multiplicando o fator, C_{fis} , pela força máxima. Este fator é estimado com base na bibliografia existente [2; 9], nos danos observados durante o ensaio e num critério de otimização, que minimiza o erro entre a envolvente e a curva bilinear.
2. O valor do integral da envolvente do ensaio cíclico, A_{env} , tem que ser igual ao valor do integral da curva bilinear equivalente, A_{bil} ;

Cada patamar de deslocamento aplicado tem dois ciclos, logo para cada ensaio foram determinadas duas envolventes e duas bilineares, conforme apresentado nas Figura 7a e Figura 8a. De seguida, para cada ensaio construi-se uma só curva bilinear equivalente, que

é definida pela média de d_e e F_u , e pelo mínimo d_u , dos dois ciclos (ver Figura 7b e Figura 8b).

As envolventes de cada ciclo foram obtidas unindo por troços lineares os máximos de força medidos em cada patamar de deslocamento. Os respetivos integrais foram calculados entre zero e o deslocamento máximo, d_{max} , medido experimentalmente.

Os danos iniciais observados nos ensaios foram fissuração da alvenaria circundante à cantoneira reforçada e esmagamento da madeira, conseqüentemente considerou-se que o fator C_{fis} deveria refletir a contribuição de ambos os danos e ser ponderado para cada ensaio. Os fatores estimados para as ligações ensaiadas ficaram no intervalo entre 0.45 e 0.6. Em comparação com o intervalo de valores, entre 0.6 e 0.8, sugerido por Tomažević [2], determinado com base em ensaios de corte, o intervalo determinado para as ligações ensaiadas tem valores inferiores, refletindo a contribuição dos danos observados na madeira.

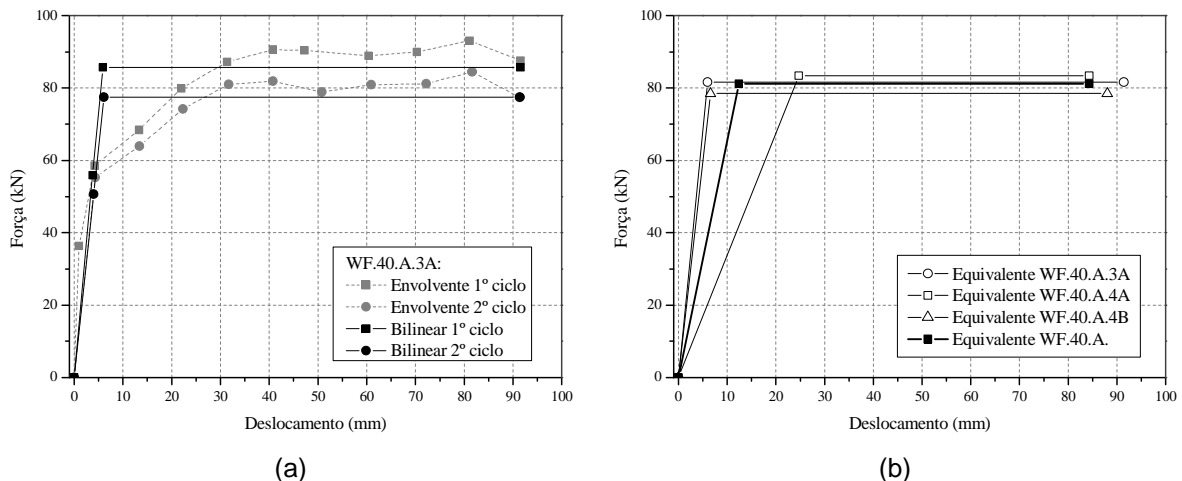


Figura 7 Bilineares dos provetes de 0.4 m de espessura: (a) exemplo de idealização do ensaio WF.40.A.3A; (b) equivalentes dos vários ensaios e equivalente final.

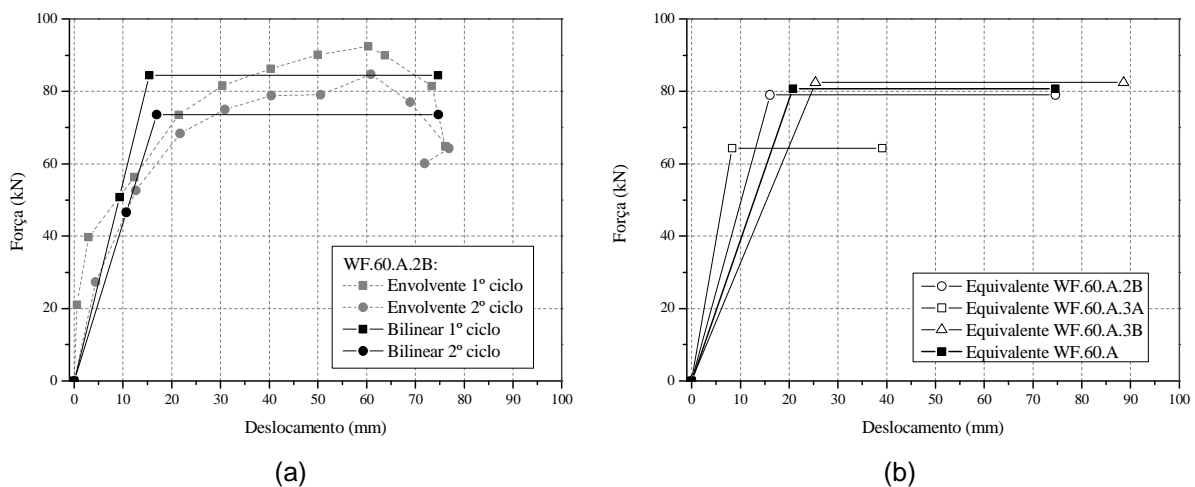


Figura 8 Bilineares dos provetes de 0.6 m de espessura: (a) exemplo de idealização do ensaio WF.60.A.2B; (b) equivalentes dos vários ensaios e equivalente final.

Nas paredes de espessura 0.40 m, d_u corresponde ao valor do deslocamento máximo, dado que não houve substancial perda de carga no final do procedimento. Nas paredes de 0.60 m, o deslocamento último foi definido como o valor do deslocamento correspondente a uma perda de 20 % da carga máxima.

Os parâmetros descritos anteriormente, utilizados na definição das curvas bilineares, são apresentados no Quadro 3, assim como os valores da rigidez efetiva e da ductilidade em deslocamento. A rigidez efetiva, k_e , foi calculada como o rácio entre $F_{u,eq}$ e $d_{e,eq}$ e a ductilidade em deslocamento, μ , resultou do rácio entre d_u e o deslocamento no limite elástico, d_e , da curva bilinear. Como o provete WF.60.A.3A rompeu prematuramente por flexão na ligação aparafusada entre a viga e a cantoneira, a sua bilinear equivalente não foi considerada na representação da bilinear equivalente dos ensaios em paredes de 0.6 m de espessura (curva equivalente WF.60.A, na Figura 8b).

Quadro 3 Parâmetros para definição das bilineares.

Provete	$d_{u,eq}$ (mm)	$d_{e,eq}$ (mm)	$k_{el,eq}$ (kN/mm)	$F_{u,eq}$ (kN)	μ
WF.40.A.3A	91.41	5.97	13.66	81.60	15.31
WF.40.A.4A	84.32	24.69	3.38	83.44	3.42
WF.40.A.4B	88.04	6.61	11.87	78.50	13.31
Equivalente	84.3	12.4	6.5	81.2	6.8
CoV (%)	4.0	85.5	57.0	3.1	59.6
WF.60.A.2B	74.59	16.14	4.90	79.03	4.62
WF.60.A.3A	39.06	8.34	7.71	64.32	4.68
WF.60.A.3B	88.60	25.40	3.25	82.48	3.49
Equivalente	74.59	20.77	3.89	80.75	3.59
CoV (%)	12.1	31.5	28.7	3.0	19.8

4. CONCLUSÕES

Os ensaios de arrancamento foram realizados com sucesso e foi possível caracterizar o comportamento cíclico das ligações reforçadas parede-piso em estudo. Os modos de rotura obtidos confirmaram os mecanismos de funcionamento da ligação reforçada previstos, aquando da preparação da campanha experimental.

Apesar da capacidade das ligações ser semelhante para ambas as espessuras de parede, nas paredes de 0.4 m de espessura o modo de rotura predominante foi a combinação entre deformação na ligação aparafusada e formação do cone de punçoamento na parede de alvenaria. No entanto, nos provetes com 0.6 m de espessura não houve formação do cone de punçoamento, e rotura ocorreu de forma clara na ligação aparafusada.

Em ambas as espessuras de parede, as ligações apresentaram grande capacidade de deformação, que está associada a fenómenos de plastificação da cantoneira e tirante e ao esmagamento da madeira sob os parafusos e nervuras da cantoneira. Estes mecanismos explicam, possivelmente, a semelhança das curvas histeréticas na fase de pré-pico.

A idealização bilinear das envolventes força-deslocamento oferece uma boa aproximação aos resultados experimentais, através da otimização realizada ensaio a ensaio. Especialmente nos provetes com 0.6 m de espessura, a adequação de curvas trilineares aos resultados poderá beneficiar a idealização.

Uma análise mais aprofundada dos resultados tem de ser realizada, para melhor compreensão da contribuição de cada mecanismo na rotura dos provetes, e consequentemente concluir sobre a influência da espessura de parede e dos níveis de compressão vertical.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado pelo projeto FP7-ENV-2009-1-244123-Niker, do 7º Programa Quadro da Comissão Europeia. Os autores gostariam de agradecer à equipa técnica do Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho pela assistência prestada na preparação e realização dos ensaios e também, à empresa Monumenta, Lda. pela colaboração no desenvolvimento da solução de reforço e pela construção dos provetes.

REFERÊNCIAS

- [1] Bruneau M., “State-of-the-art report on seismic performance of unreinforced masonry buildings,” *J. Struct. Eng.*, vol. 120, no. 1, p. 230–, 1994.
- [2] Tomaževič M., *Earthquake-resistant design of masonry buildings*. Imperial College Press, 1999, p. 281.
- [3] Paquette J., Bruneau M., Asce M., and Brzev S., “Seismic Testing of Repaired Unreinforced Masonry Building having Flexible Diaphragm,” no. October, pp. 1487–1497, 2004.
- [4] Mendes N. and Lourenço P. B., “Seismic Assessment of Masonry ‘Gaioleiro’ Buildings in Lisbon, Portugal,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 14, pp. 80–101, 2009.
- [5] Dizhur D., Ingham J., Moon L., Griffith M., Schultz A., Senaldi I., Magenes G., Dickie J., Lissel S., Centeno J., Ventura C., Leite J., and Lourenco P. B., “Performance of masonry buildings and churches in the 22 February 2011 Christchurch Earthquake,” *Bull. New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 44, pp. 279–296, 2011.
- [6] Mascarenhas J., *Sistemas de Construção - V, O Edifício de Rendimento da Baixa Pombalina de Lisboa*, 2nd ed. Lisboa: Livros Horizonte, 2004, p. 302.

- [7] Pinho F., *Paredes de Edifícios Antigos em Portugal*, 1st ed. Lisboa: LNEC, 2008, p. 412.
- [8] Appleton J., *Reabilitação de Edifícios “Gaioleiros,”* 1st ed. Amadora: Edições Orion, 2005, p. 306.
- [9] Lin T. J. and LaFave J. M., “Experimental structural behavior of wall-diaphragm connections for older masonry buildings,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 26, pp. 180–189, 2012.
- [10] Moreira S., Oliveira D. V., Ramos L. F., and Lourenço P. B., “Experimental study on the seismic behavior of masonry wall-to-floor connections,” in *15th World Conference on Earthquake Engineering*, 2012.
- [11] Comité Euro-International du Béton (CEB), *Fastenings to Concrete and Masonry Structures. State-of-the-art report*. London: Thomas Telford, 1994.
- [12] Frumento S., Magenes G., Morandi P., and Calvi G. M., *Interpretation of experimental shear tests on clay brick masonry walls and evaluation of q-factors for seismic design*. Pavia: IUSS Press, 2009.