

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DE SOLUÇÃO DE REFORÇO PARA MELHORAMENTO DO COMPORTAMENTO PARA FORA-DO-PLANO DE PAREDES DE ENCHIMENTO COM RECURSO A REBOCO ARMADO COM REDE EM FIBRA DE VIDRO

André Furtado

Estudante de Doutoramento
 CONSTRUCT-LESE
 Faculdade de Engenharia
 da Universidade do Porto

António Arêde

Professor Associado
 CONSTRUCT-LESE
 Faculdade de Engenharia
 da Universidade do Porto

José Melo

Investigador Pós-Doc
 CONSTRUCT-LESE
 Faculdade de Engenharia da
 Universidade do Porto

Hugo Rodrigues

Professor Adjunto
 RISCO-ESTG
 Instituto Politécnico
 de Leiria

Humberto Varum

Professor Catedrático
 CONSTRUCT-LESE
 Faculdade de Engenharia da
 Universidade do Porto

SUMÁRIO

O estudo do comportamento para fora-do-plano de paredes de enchimento tem sido, durante os últimos anos, alvo de uma atenção especial por parte da comunidade científica internacional, motivado pelas observações realizadas em missões de reconhecimento de danos pós-sismo onde são reportados inúmeros danos e colapsos deste tipo de paredes para fora do seu plano. Diferentes causas são apontadas para esta vulnerabilidade, sendo estas na sua maioria relacionadas com as soluções construtivas adotadas aquando da sua construção, e que ainda hoje são práticas comuns na construção em Portugal. É unânime o reconhecimento de que o comportamento sísmico das paredes de enchimento influencia a resposta dos edifícios de betão armado. Com base nesta motivação foram realizados 2 ensaios quase-estáticos para fora-do-plano de paredes de enchimento à escala real, no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural – LESE, com o objetivo principal de avaliar a eficiência de uma solução de reboco armado com rede de armação em fibra de vidro. Ao longo do presente trabalho será apresentada a campanha experimental, a descrição do setup experimental, os resultados principais (curvas força-deslocamento e evolução de dano), assim como as principais conclusões retiradas do presente estudo.

PALAVRAS-CHAVE: Paredes de enchimento, comportamento para fora-do-plano, solução de reforço, reboco armado com rede em fibra de vidro.

1. INTRODUÇÃO

Um dos maiores desafios na mitigação do risco sísmico é a avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios não dimensionados de acordo com os atuais regulamentos e o desenvolvimento de soluções de reforço eficientes. Ao longo dos últimos anos, pode-se observar um interesse crescente no estudo do comportamento das paredes de alvenaria de enchimento e da sua influência na resposta de um edifício quando é sujeito a uma ação sísmica. Relatórios de observação de danos pós-sismo são unânimes ao reconhecer que as paredes de enchimento têm desempenhado um papel importante na resposta sísmica dos edifícios de betão armado. De igual modo, o comportamento sísmico das paredes de enchimento tem sido caracterizado por diversos tipos de danos e colapsos com origem em ações combinadas ao longo do seu plano e fora-do-plano [1-4].

O colapso para fora-do-plano destes elementos tem sido responsável por inúmeras mortes e prejuízos económicos e materiais. É reconhecido que o seu comportamento no plano tem interação com o seu desempenho para fora do seu plano uma vez que danos causados por ações no seu plano tais como destacamento entre o painel e o pórtico de betão armado envolvente, fissuração diagonal, etc., aumentam a sua vulnerabilidade quando sujeito a ações perpendiculares ao seu plano. Diferentes autores indicam que o comportamento para fora-do-plano de painéis de enchimento é fortemente influenciado por diversos fatores tais como: existência ou não de ligação entre o painel e os elementos de betão armado envolventes; existência ou não de ligação mecânica entre panos (em caso de paredes duplas); insuficiente largura de apoio do painel na viga de base ou laje adotado para correção das pontes térmicas; deficiente execução da última junta horizontal de argamassa na transição entre a parede e o pórtico de betão armado; condições-fronteira, esbelteza e por fim a existência de dano prévio. Os colapsos dos painéis de enchimento podem introduzir irregularidades em planta e/ou em altura no edifício, que consequentemente podem desencadear mecanismos globais de rotura [5, 6].

Considerando o reduzido número de estudos experimentais nesta temática e tendo em conta a presença de painéis de enchimento na maioria dos edifícios de betão armado em Portugal, torna-se fundamental realizar estudos que permitam caracterizar o comportamento sísmico destes painéis e o desenvolvimento de estratégias de reforço que permitam melhorar o seu desempenho e previnam o seu colapso, em situação de sismo.

Desta forma, o presente trabalho visa apresentar os resultados experimentais de dois ensaios para fora-do-plano, à escala real realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural cujo objetivo principal foi avaliar a eficiência de uma solução de reforço de reboco armado com rede de armação em fibra de vidro. Ao longo do presente artigo serão apresentados detalhes da execução do reforço assim como das suas propriedades materiais. O setup experimental, instrumentação e protocolo de carregamento serão apresentados assim como os resultados experimentais que serão discutidos em termos de danos observados e resposta força-deslocamento.

2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

2.1. Descrição dos provetes

A presente campanha experimental é composta por dois ensaios quase-estáticos para fora-do-plano de paredes de enchimento à escala real com recurso a atuadores pneumáticos. As dimensões geométricas dos painéis testados são 4.20x2.30m (comprimento e largura, respetivamente), representativo das dimensões geométricas dos painéis existentes no Parque Habitacional em Portugal. As paredes são inseridas num pórtico de betão armado com pilares de secção transversal 30x30cm² e vigas superiores e inferiores com secção igual a 30x50cm².

Ambos os painéis foram construídos com recurso a tijolos cerâmicos de furação horizontal com 15cm de espessura, sem ligação ao pórtico de betão armado e sem

existência de qualquer espaçamento entre o painel e os elementos de betão armado. Para o assentamento da alvenaria foi utilizada uma argamassa pré-doseada de classe M5. Ambas as paredes foram construídas com recurso a mão-de-obra tradicional. Relativamente às propriedades materiais do pórtico de betão armado, foi selecionado um betão de classe C20/25 e um aço de classe A500.

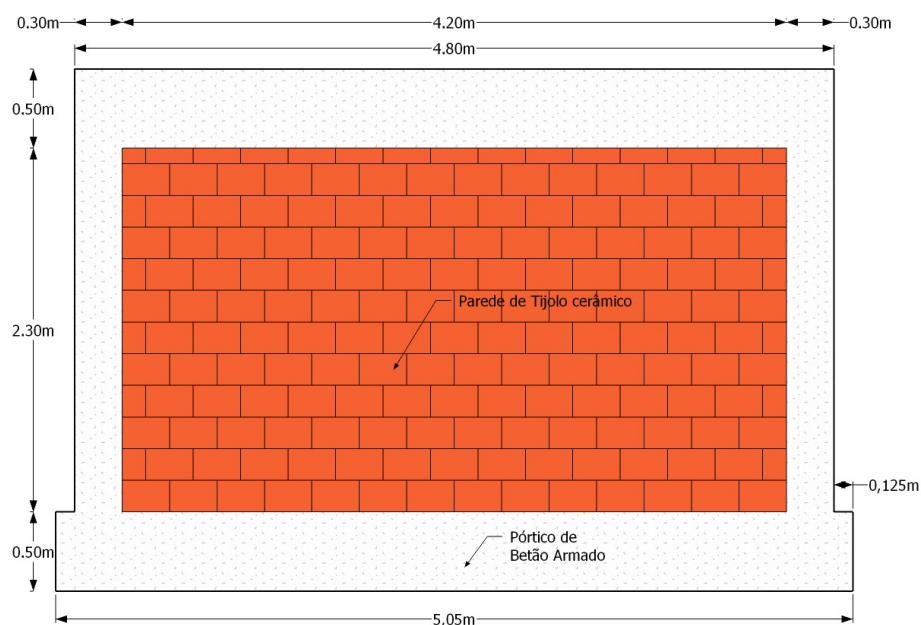
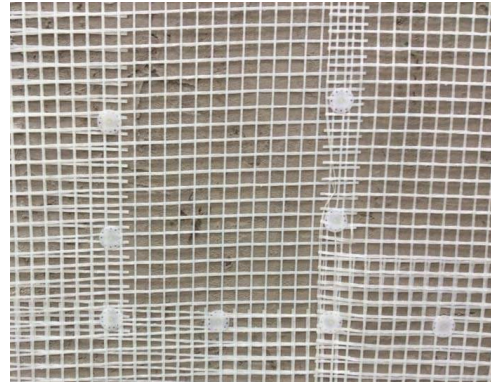


Fig. 1 – Dimensões geométricas do pórtico de betão armado com parede de enchimento (unidades em metros).

A parede não reforçada, aqui designada Inf_09 foi construída em laboratório e testada até ao seu colapso. Após a sua remoção foi construída uma nova parede Inf_10, que foi reforçada 12 dias após a sua construção. Para o seu reforço foi escolhido um reboco armado com rede de armação em fibra de vidro. Foi selecionada a rede FASSANET ARG 40, comercializada pela Fassa Bortolo, que apresenta uma matriz de 4x4cm e uma resistência à tração de 56.25kN/m. A ligação da rede ao painel foi conseguida através de conectores metálicos tipo “tapits” de $\phi 6\text{mm}$ e 8cm (Fig.2a e 2b) de comprimento com o objetivo de atravessar, no mínimo, os septos de duas canaluras do tijolo. Por forma a garantir uma melhor fixação da rede à parede foram utilizados discos plásticos de diâmetro igual a 6cm. Relativamente à ancoragem da rede ao pórtico de betão armado foi dimensionada uma solução composta por buchas metálicas M8 da “Fisher” com um disco plástico de 6cm para melhor garantir a fixação da rede (Fig. 3a e 3b).

O processo de reforço da parede de enchimento seguiu as seguintes etapas: 1) aplicação de chapisco; 2) posicionamento da rede de armação; 3) fixação da rede de armação com os conectores; e 4) aplicação de camada de 2cm de argamassa. Para o reboco foi utilizada uma argamassa corrente de classe M5. Foram aplicadas 5 faixas verticais de rede com 1m de largura cada, tendo as zonas de sobreposição entre faixas de rede um comprimento de 10cm. A transição entre o painel e os elementos de betão armado foi reforçada com uma dupla camada de rede como sugerido pelo fornecedor com uma delimitação total de 30cm de largura (15cm na zona do painel e 15cm na zona dos elementos de betão armado). O esquema geral adotado para a distribuição dos conectores é apresentado na Fig. 3.



b)



d)

Technical drawing of a rectangular plate with a grid of holes and a central rectangular feature. The drawing includes dimensions for the plate, the grid, and the central feature.

Plate Dimensions:

- Overall width: 1.0 (divided into 10 segments of 0.1 each).
- Overall height: 0.4 (divided into 8 segments of 0.05 each).

Grid Dimensions:

- Grid width: 0.8 (divided into 8 segments of 0.1 each).
- Grid height: 0.3 (divided into 6 segments of 0.05 each).

Central Feature Dimensions:

- Central feature width: 0.6 (divided into 6 segments of 0.1 each).
- Central feature height: 0.15 (divided into 3 segments of 0.05 each).

Grid and Central Feature Details:

- The grid consists of 10 vertical lines and 8 horizontal lines, creating a 9x7 grid of squares.
- The central feature is a rectangle with a width of 0.6 and a height of 0.15, centered within the grid.
- There are 10 small circles (holes) located at the intersections of the grid lines, forming a 10x8 grid.
- The central feature is defined by a solid line, while the grid lines are dashed.

Fig. 3 – Esquema geral da solução de reforço (unidades em metros).

2.2. Descrição do setup experimental

O ensaio experimental realizado consistiu na aplicação de uma carga uniforme para fora-do-plano ao longo de toda a parede através de 28 atuadores pneumáticos que estão ligados a uma estrutura metálica de reação autoequilibrada composta por 4 alinhamentos horizontais realizados em perfis HEB140 ligados a 5 alinhamentos verticais realizados em perfis HEB220 (Fig. 4). Os alinhamentos verticais são rotulados, permitindo-se assim a sua rotação. A estrutura metálica de reação encontra-se ligada ao pórtico de reação através de varões roscados em 12 pontos (5 em cada viga e 1 em cada pilar). Em cada uma das ligações foi colocado uma célula de carga que permitiu monitorizar as forças desenvolvidas ao longo do tempo.

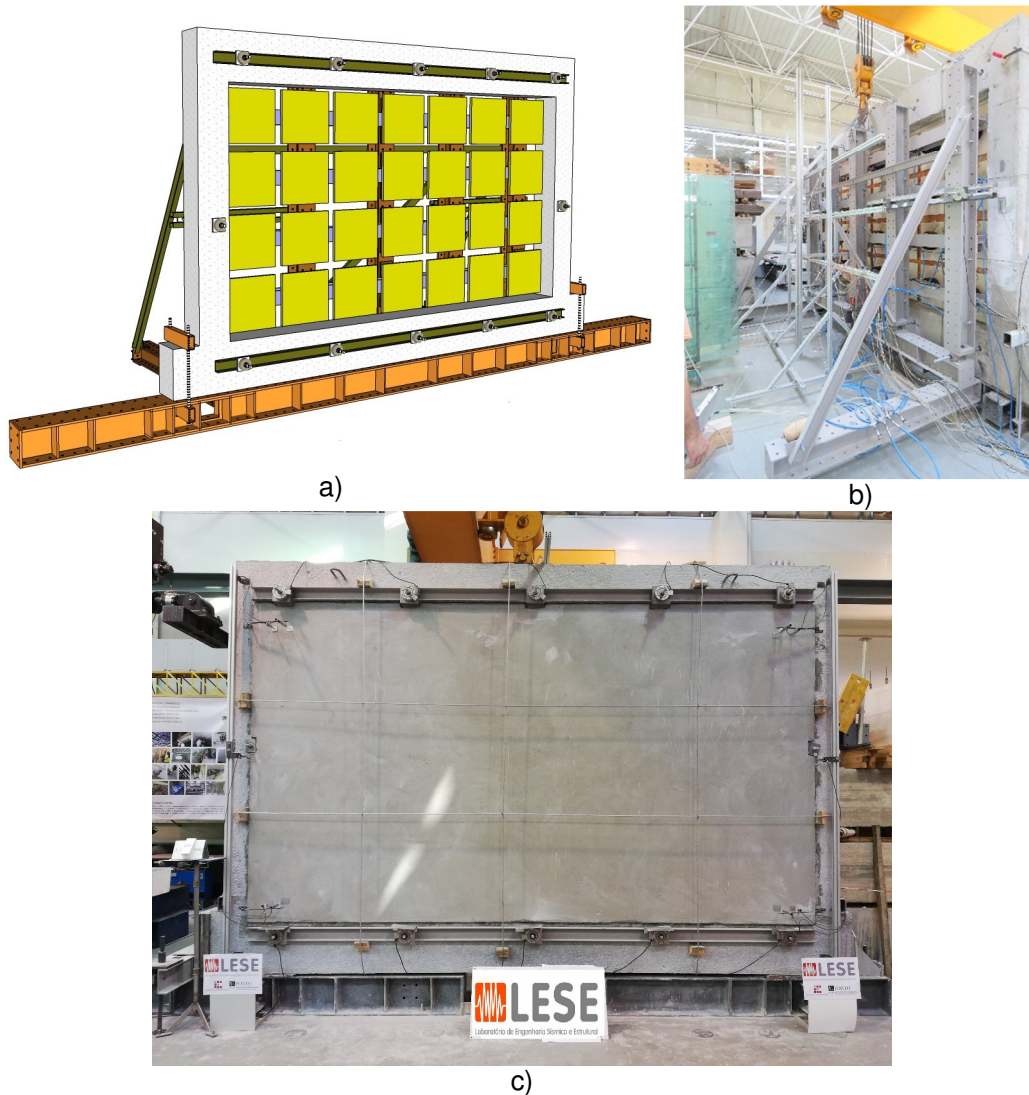


Fig. 4 – Setup experimental: a) esquema geral; b) Vista lateral; e c) Vista frontal.

2.3. Instrumentação e protocolo de carregamento

A parede foi instrumentada no total com 21 transdutores de deslocamento, 13 deles destinados à medição dos deslocamentos para fora-do-plano do painel e os restantes 8 para medição da rotação entre o painel e os elementos de betão armado. Para além disso, e tal como dito anteriormente, foram utilizadas 12 células de carga para

Avaliação experimental de solução de reforço para melhoramento do comportamento para fora-do-plano de paredes de enchimento com recurso a reboco armado com rede em fibra de vidro

Diagrama de um painel de teste com 12 células de carga e pontos de medição. O painel tem dimensões totais de 2,30m de largura e 2,30m de altura. As células de carga são numeradas de 1 a 12. Os pontos de medição são indicados por setas e dimensões: 0,20m, 0,10m, 0,40m, 0,575m, 1,05m, 0,70m, 0,20m.

O protocolo de carga obedeceu à aplicação de dois semi-ciclos (carga descarga) para cada dum dos picos de deslocamento alvo definidos: 2.5; 5; 7.5; 10; 15; 20; 25; 30; 35; 40; 45; 50; 50; 55; 60; 65 e 70mm.

Os resultados dos dois ensaios realizados foram analisados em termos de dano observado e respetivo padrão de fissuração e da resposta força-deslocamento de cada parede. Numa primeira análise analisa-se individualmente a resposta de cada um dos ensaios, após o que se realiza a análise conjunta e a comparação destes dois ensaios, avaliando-se assim a eficiência da solução de reforço na melhoria do comportamento da parede.

Durante a realização do ensaio, não se verificou qualquer tipo de dano até ao deslocamento para fora-do-plano igual a 5mm. Para este mesmo nível de deslocamento verificou-se o destacamento do reboco em algumas zonas do painel. De seguida, para um deslocamento de 7.5mm verificou-se o início da abertura de uma fissura horizontal a uma cota aproximadamente correspondente a 1/3 da altura do painel. Quando a parede atingiu um deslocamento alvo de 15mm, a fissura horizontal tornou-se mais pronunciada ao mesmo tempo que surgiu uma fissura vertical na zona central do painel, desde o topo até à fissura horizontal existente. Seguidamente, para o deslocamento de 25mm surgiram fissuras diagonais, que se iniciaram no alinhamento da fissura horizontal existente até à base do painel. Por fim, para um deslocamento de 30mm, ocorreu o colapso do painel que se desintegrou totalmente. Assim, o padrão de fissuração observado foi essencialmente trilinear como

evidenciado na Fig.6a; as Fig.6b e 6c apresentam o aspeto geral do painel no instante antes e após o seu colapso.



Fig. 6 – Parede não reforçada Inf_09: Danos observados a) Padrão de Fissuração; b) Vista lateral pré-colapso; c) vista lateral pós colapso.

Na Fig.7 apresenta-se o gráfico da resposta força-deslocamento da parede Inf_09, onde o deslocamento indicado se refere ao ponto central do painel.

Como se pode observar, para um deslocamento igual a 2mm ocorreu uma primeira cedência do painel, levando a uma rápida progressão até 5mm de deslocamento (quando foi visível o destacamento de reboco em algumas zonas do painel). Após isso, verifica-se ganho progressivo de resistência até atingir uma força máxima de 61.2kN para um deslocamento para fora-do-plano igual a 29.0mm. De seguida, para o instante em que o deslocamento atingiu um valor de 29.8mm ocorreu subitamente o colapso da parede sem qualquer perda de resistência prévia significativa.

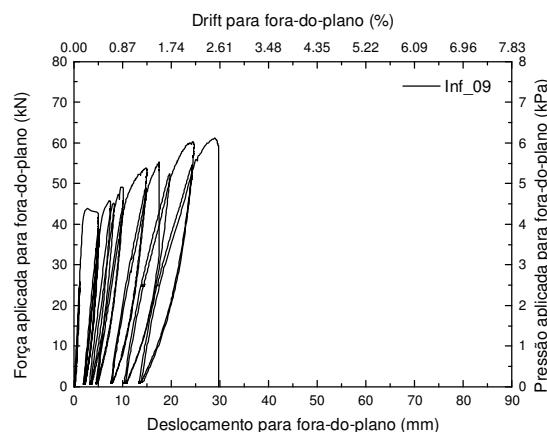


Fig. 7 – Parede Inf_09: resposta força-deslocamento.

3.2. Parede Inf_10 (Reforçada)

Durante a realização do ensaio da parede reforçada Inf_10, não se verificou qualquer tipo de dano até ao deslocamento para fora-do-plano igual a 2mm aquando da ocorrência de um ligeiro destacamento do reboco. Aos 10mm de deslocamento surgiu uma fissura horizontal situada à mesma cota da verificada na parede Inf_09 (cerca de 1/3 da altura do painel). Seguidamente, aos 20mm de deslocamento surgiram 2 fissuras horizontais paralelas à primeira e situadas a metade e a 2/3 da altura do painel, respetivamente, a que se seguiu o aparecimento de fissuras diagonais em direção aos quatro cantos do painel. Quando o deslocamento para fora-do-plano totalizou 30mm, evidenciaram-se as duas fissuras horizontais principais (1/3 e 2/3 da altura do painel) e as respetivas diagonais que delas afluíam. Finalmente, a parede atingiu um deslocamento para fora-do-plano de 70mm tendo-se verificado o aparecimento de uma fissura horizontal junto à interface painel-viga inferior correspondente ao destacamento do painel. Não ocorreu colapso do painel, tendo-se verificado um bom desempenho das ancoragens da rede no pórtico de betão armado e não tendo sido observado qualquer rotura ou destacamento. A Fig.8 mostra a fissuração final do painel.



Fig. 8 – Parede Inf_09: Padrão de fissuração.

Na Fig. 9 é apresentada a resposta força-deslocamento da parede Inf_10, da qual é possível observar que a força aumenta progressivamente até atingir um valor máximo de 77.5kN para um deslocamento para fora-do-plano de 30.6mm ($d=t/5$), momento em que ocorreu uma cedência do painel. Os transdutores não foram capazes de registrar o valor máximo desse deslocamento (que se estima que tenha sido na ordem dos 50mm), por terem ultrapassado a sua gama de medição, no entanto foi possível medir o valor do deslocamento residual da parede (cerca de 41.9mm) e reiniciar o ensaio a partir desse ponto. A partir desse instante, a perda de rigidez foi notória, mas ainda assim foram efetuados mais dez ciclos até um deslocamento máximo de 71.7mm sem perda de resistência visível. O valor relativo à força última do ensaio é de cerca de 39kN.

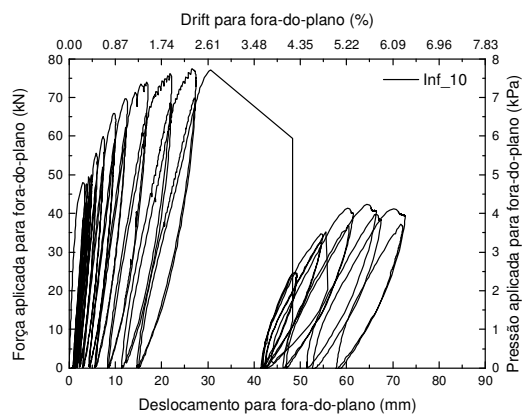


Fig. 9 – Parede Inf_10: resposta força-deslocamento.

3.3. Comparação global

Feita a análise individualizada de cada um dos ensaios, torna-se importante fazer a comparação para melhor perceber a eficiência do reforço. Através da Fig. 10, onde são apresentadas ambas as respostas força-deslocamento é possível verificar que a rigidez inicial semelhante em ambas as paredes, a força na parede Inf_10 correspondente ao aparecimento da primeira fissura foi aproximadamente igual e para o mesmo nível de deslocamento. No que concerne à resistência máxima, o reforço permitiu um ganho próximo de 30% para um deslocamento para fora-do-plano cerca de 5% superior. A grande mais valia do reforço adotado foi a prevenção do colapso da parede, através da melhoria da sua capacidade de deformação tendo-se atingido um deslocamento 2.5 vezes superior ao da parede original com uma força residual significativa.

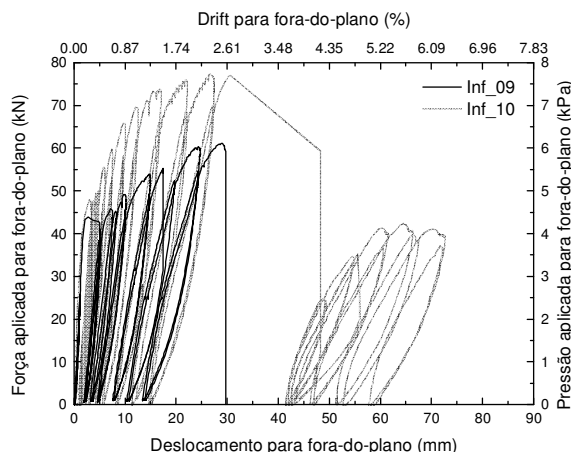


Fig. 10 – Comparação global: resposta força-deslocamento da parede Inf_09 e Inf_10.

4. CONCLUSÃO

Neste trabalho foi apresentada uma campanha experimental de avaliação da eficiência de uma solução de reboco armado com rede de armação em fibra de vidro para melhoria do comportamento para fora-do-plano de uma parede de enchimento à escala real e sujeita a um ensaio quase-estático com recurso a atuadores pneumáticos. O ensaio da parede não reforçada demonstrou a elevada vulnerabilidade deste tipo de elementos, uma vez que o seu colapso ocorreu sem perda significativa de resistência prévia que permitisse antecipar a sua ocorrência. Foi observado um padrão de fissuração trilinear sem destacamento do painel relativamente ao pórtico de betão armado. De seguida, foi testada uma parede reforçada com a técnica acima indicada, tendo sido utilizados conectores metálicos para fazer a ancoragem da rede de armação aos elementos de betão armado. A técnica de reforço explorada neste trabalho demonstrou ser eficiente e de fácil implementação, pois a sua instalação não necessitou de mão-de-obra especializada nem de tempo excessivo. O resultado foi interessante uma vez que permitiu um ganho de resistência de 30% e uma capacidade de deformação 2.5 vezes superior sem ocorrência de colapso.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos técnicos do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural - LESE Sr. Guilherme Nogueira e Dr. Nuno Pinto pelo apoio na preparação dos ensaios. Os autores agradecem às empresas Preceram e FASSA BORTOLO pela cedência dos tijolos e material de reforço necessários e fundamentais para o presente estudo.

Este trabalho teve suporte financeiro da Unidade de Investigação UID/ECI/04708/2019- CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Este trabalho foi objeto de um financiamento específico da FCT através do projeto PTDC/ECMEST/3790/2014 – Safety Evaluation and Retrofitting of Infill Masonry Enclosure Walls for Seismic Demands (ASPASSI).



6. REFERÊNCIAS

- [1] Furtado, A., et al., *Out-of-plane behavior of masonry infilled RC frames based on the experimental tests available: A systematic review*. Construction and Building Materials, 2018. 168: p. 831-848.
- [2] Ricci, P., M. Domineco, and G. Verderame, *Empirical-based out-of-plane URM infill wall model accounting for the interaction with in-plane demand*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2017.
- [3] Hermanns, L., et al., *Performance of buildings with masonry infill walls during 2011 Lorca earthquake*. Bull Earthquake Eng, 2014. 12: p. 1977-1997.
- [4] Luca, F., et al., *The structural role played by masonry infills on RC buildings performances after the 2011 Lorca, Spain, earthquake*. Bull Earthquake Eng, 2014. 12: p. 1999-2026.
- [5] Furtado, A., et al., *Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2016. 45(4): p. 507-524.
- [6] Trapani, F.D., P.B. Shing, and L. Cavaleri, *Macroelement Model for In-Plane and Out-of-Plane Responses of Masonry Infills in Frame Structures*. Journal of Structural Engineering, 2018. 144(2): p. 04017198.