

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO PARA FORA-DO-PLANO DE PAREDES DE ENCHIMENTO COM REFORÇO INTEGRADO SÍSMICO E ENERGÉTICO

ANDRÉ FURTADO
Professor Auxiliar
Instituto Superior Técnico

HUGO RODRIGUES
Professor Associado c/ Agregação
Universidade de Aveiro

ANTÓNIO ARÊDE
Professor Associado c/ Agregação
CONSTRUCT – FEUP

HUMBERTO VARUM
Professor Catedrático
CONSTRUCT – FEUP

SUMÁRIO

Os edifícios de betão armado representam cerca de 60% do parque imobiliário em Portugal e acolhem aproximadamente 65% da sua população. Metade destes edifícios não foram projetados de acordo com regulamentos sísmicos modernos, e 70% não foram projetados de acordo com nenhum regulamento energético. Além disso, as paredes de enchimento localizadas nas fachadas destes edifícios têm sofrido múltiplos danos e colapsos quando sujeitas a ações para fora do seu plano. Com base nesta motivação são propostas neste trabalho 3 técnicas de reforço integrado sísmico e energético e cuja eficiência sob ações sísmicas para fora-do-plano será estudada. Neste sentido, foram realizados 4 ensaios quase-estáticos para fora-do-plano de paredes de enchimento à escala real. Os resultados das 3 paredes reforçadas serão comparados com o de uma parede sem reforço de referência. Ao longo do presente trabalho será apresentada a campanha experimental, a descrição do *setup* experimental e os resultados principais integrando parâmetros de resposta sísmicos (resistência e deformação máxima) e energéticos (coeficiente de transmissão térmica da parede).

ABSTRACT

Reinforced concrete buildings represent about 60% of the real estate in Portugal and accommodate approximately 65% of its population. Half of these buildings were not designed according to modern seismic regulations, and 70% were not designed according to any energy regulations. Furthermore, the infill walls located on the facades of these buildings have experienced multiple damages and collapses when subjected to actions outside their plane. Based on this motivation, this work proposes 3 integrated seismic and energy reinforcement techniques, and their effectiveness under out-of-plane seismic actions will be studied. In this context, 4 quasi-static tests were conducted on full-scale out-of-plane infill walls. The results of the 3 reinforced walls will be compared with those of an unreinforced reference wall. Throughout this work, the experimental campaign, description of the experimental setup, and main results will be presented, integrating seismic response parameters (strength and maximum deformation) and energy parameters (thermal transmission coefficient of the wall).

PALAVRAS-CHAVE: Paredes de Enchimento, reforço integrado sísmico e energético, comportamento para fora-do-plano

1. INTRODUÇÃO

O deficiente desempenho energético dos edifícios de betão armado é responsável por uma parte significativa dos consumos energéticos na União Europeia (UE). Simultaneamente, é reconhecida a vulnerabilidade sísmica dos edifícios de betão armado que não foram dimensionados de acordo com os regulamentos mais atuais, como comprovam os sismos recentes onde foram registadas inúmeras fatalidades, colapsos estruturais e perdas económicas [1]. De acordo com o mais recente relatório da comissão europeia os edifícios são responsáveis por 36% das emissões de dióxido de carbono, 40% do consumo energético e 55% do consumo de eletricidade na União Europeia. A maioria deste consumo energético e das emissões de dióxido de carbono estão diretamente associadas ao aquecimento e arrefecimento dos edifícios. Esta pobreza energética na construção deve-se em muito à implementação tardia dos primeiros regulamentos energéticos na União Europeia, que se tornaram oficiais apenas em 1970 quando cerca de 66% do parque habitacional existente na Europa já se encontrava construído. A redução dos consumos energéticos associados aos edifícios pode desempenhar um papel fundamental para atingir o objetivo definido pelas Nações Unidas, ou seja, reduzir as emissões de gases de efeito estufa prejudiciais ao clima para zero até 2050.

As paredes de alvenaria de enchimento compreendem uma fração significativa da envolvente de um edifício de betão armado existentes e espera-se que contribuam para conforto térmico e acústico dos edifícios sem comprometer a sua estética. O isolamento térmico conferido pelas paredes de enchimento influencia fortemente a necessidade de consumo de energético no edifício, especialmente em edifícios altos onde a relação entre as paredes e a área total da envolvente é elevada.

Relatórios recentes de observação de danos em edifícios após a ocorrência de sismos destacaram repetidamente a vulnerabilidade sísmica de algumas estruturas de betão armado existentes [2]. A maioria deste tipo de estruturas foi construída antes da aplicação dos regulamentos sísmicos modernos. Diversos autores reconheceram que o comportamento sísmico das paredes de enchimento foi diretamente responsável por extensos danos e colapsos de edifícios de betão armado, inúmeras vítimas e elevadas perdas económicas. Durante os sismos ficou clara a elevada vulnerabilidade das paredes quando sujeitas a ações sísmicas, em particular para carregamentos fora-do-plano resultando muitas vezes no seu colapso integral. Diversos trabalhos de investigação têm vindo a ser realizados por toda a comunidade científica tendo como objetivo identificar os vários fatores que potenciam a vulnerabilidade das paredes para ações para fora-do-plano. Concluiu-se que a vulnerabilidade sísmica das paredes aumenta significativamente com práticas de construção comuns, tais como: i) redução da largura de suporte da parede (paredes parcialmente apoiadas); ii) inexistência de ligação mecânica entre as paredes e os elementos de betão armado envolventes; iii) deficiente execução dos fechos das paredes, ou seja, da interface superior entre a parede e a viga/laje superior; e iv) uso de tijolos de reduzida espessura para construção das paredes. Ficou também evidente que a interação entre as ações no plano e fora-do-plano condiciona o desempenho sísmico da parede, nomeadamente uma parede com elevados danos devidos a ações ao longo do seu plano (por exemplo fissuração diagonal, esmagamento de cantos ou destacamento da parede relativamente aos elementos de betão armado envolventes) possui uma reduzida resistência para fora-do-plano. No entanto, caso a parede seja reforçada adequadamente, a interação entre o comportamento no plano e fora-do-plano deixa de ser condicionante. Estima-se que o impacto da reparação/reabilitação/recuperação das paredes de enchimento nos custos de reabilitação pós-sismo de edifícios de betão armado é de cerca de 50% dos custos totais de reparação de edifícios De Risi, et al. [3].

Atualmente no mercado existem diferentes soluções de reforço sísmico e de reforço energético para paredes de enchimento, sendo estas normalmente aplicadas de forma independente. Reconhece-se assim a necessidade premente de técnicas de reforço

foi reforçada com um reboco armado combinado com um sistema ETIC e finalmente a parede ES_3 foi reforçada com um reboco térmico armado. Todas as paredes foram sujeitas a ensaios puros para fora-do-plano até ocorrer o colapso.

2.2. Detalhes das soluções de reforço combinadas

A parede ES_1 é composta por um reforço combinado sísmico e energético, sendo uma modificação do sistema ETICS, como será detalhado ao longo deste parágrafo. O processo de reforço começou com a aplicação de placas de EPS usando argamassa colante. Optou-se por sobrepor os elementos do pórtico de betão armado em 10 cm. De seguida, foi aplicada uma camada adicional de argamassa colante ao longo da superfície de reforço do painel de enchimento para posicionar a rede de reforço em fibra de vidro FASSANET ZR 185. O rolo de rede de armação tinha 1 m de largura e 50 m de comprimento pelo que foram recortadas e posicionadas cinco faixas verticais com 1 m de largura, sobrepondo-se umas às outras. Duas camadas de rede adicionais foram sobrepostas nas zonas de interface entre a parede e os elementos de betão armado para evitar a rutura da parede por escorregamento. A largura de sobreposição adotada foi de 30 cm ao longo dos quatro bordos da parede, i.e., 15 cm na zona de betão armado e 15 cm na zona da parede. O comprimento de sobreposição entre cada faixa vertical foi de 10 cm, conforme recomendado pelo fornecedor. Em seguida, foram aplicados conectores plásticos com parafusos de aço com uma métrica horizontal e vertical de 50 cm por 50 cm, respetivamente. Após a aplicação de todos os conectores, procedeu-se à aplicação da rede de fissuração, concluindo-se o reforço da parede com uma última camada de argamassa colante.

A parede ES_2 foi igualmente sujeita a um reforço combinado sísmico e energético, sendo uma integração entre a técnica de reboco armado e o ETICS, conforme será explicado a seguir. Especificamente, nesta parede foram utilizados uma argamassa sísmica (reforçada com fibras de vidro) e conectores mais resistentes. Após 14 dias da construção da parede, iniciou-se o processo de reforço. Começou-se com a projeção da argamassa sísmica SISMA R2 com uma espessura aproximada de 1-2 cm, aplicando-se uma faixa de 1 metro de largura ao longo da altura da parede de cada vez. Esta abordagem foi escolhida para facilitar a aplicação da rede de armação enquanto a argamassa ainda se encontrava em estado fresco, devido ao seu tempo de presa ser muito reduzido. A rede utilizada para o reforço foi a mesma usada na parede ES_1 (FASSANET ZR 185), seguindo os mesmos cuidados de sobreposição descritos para essa parede. Em seguida, foram aplicados conectores de aço helicoidais do tipo FASSA ELI WALL nas juntas de interface entre a parede e o pórtico de betão armado. Esses conectores de 25 cm de comprimento foram colocados diagonalmente ao plano da parede na junta da interface, com uma profundidade de 4 a 5 cm. Os restantes 20 cm foram dobrados até ficarem encostados à face da parede. Os conectores foram distribuídos a uma distância de 50 cm entre si e aplicados ao longo de todo o perímetro da parede de alvenaria. Após este passo, o reforço continuou com a aplicação de mais uma camada de argamassa sísmica com a mesma espessura que a camada anterior, seguida pela aplicação das placas de EPS usando argamassa colante. Por fim, foram aplicados conectores seguidos da aplicação da rede de fissuração com uma última camada de argamassa colante.

Finalmente, a parede ES_3 foi reforçada com um reboco térmico armado. O processo de reforço iniciou-se com a aplicação de uma camada de 10mm de argamassa corrente. De seguida, foi posicionada uma rede de armação com uma resistência à tração superior à da utilizada nas paredes ES_1 e ES_2 e com um matiz ligeiramente superior. Foram aplicados os conectores usados na parede ES_1 para fixar a rede de armação aos elementos de betão armado e à parede de enchimento, com a mesma métrica adotada anteriormente. De seguida, foi projetada uma argamassa térmica ao longo de toda a superfície da parede e dos elementos de betão armado com uma espessura total

de cerca de 70mm. Por fim, passados 18 dias foi aplicada uma rede de armação de fendilhação e uma camada final de argamassa com cerca de 5-10mm.

2.3. Setup experimental e protocolo de carregamento

Cada ensaio experimental consistiu na aplicação de uma carga uniformemente distribuída 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. 2). 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.

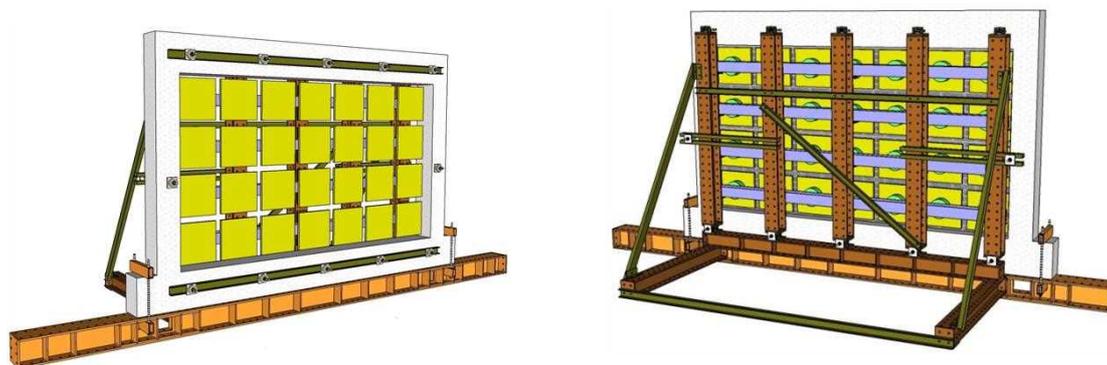


Fig. 2 – Vista geral do *setup* experimental.

Cada parede foi instrumentada no total com 21 transdutores de deslocamento, 13 deles destinados à medição dos deslocamentos para fora-do-plano da parede 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 monitorizar as transferências de carga ao longo dos ensaios. Dois sensores de pressão foram acoplados ao sistema pneumático por forma a monitorizar a pressão de ar inserida no sistema para atuação na parede. Uma vez que o ensaio é controlado em deslocamentos, tendo-se assumido que o transdutor de referência é o correspondente ao ponto central do painel, uma vez que é a região onde é expectável ocorrer as deformações maiores.

O protocolo de carga consistiu na 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, 70, 75, 80, 85, 90, 95, 100, 105, 110, 115 e 120mm até ocorrer o colapso da parede. Todos os ensaios foram interrompidos apenas após o colapso da parede por forma a ser avaliada a capacidade de deformação.

3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Os resultados dos ensaios realizados são aqui analisados em termos de danos observados e da resposta força-deslocamento de cada parede. Numa primeira análise analisa-se individualmente a resposta de cada uma das paredes. Após isso, é feita uma breve análise comparativa entre todas as paredes, avaliando-se assim a eficiência das soluções de reforço na melhoria do comportamento para fora-do-plano e na redução do seu coeficiente de transmissão térmica.

3.1. Parede REF

A parede de referência REF apresentou três fases distintas na evolução do dano. A primeira fase correspondeu ao aparecimento da primeira fissura horizontal. Após o aparecimento dessa fissura, iniciaram-se outras de menor espessura. A segunda fase do dano está relacionada com o momento em que a parede atinge a sua resistência máxima. Nesta fase, observou-se um padrão de fissuração trilinear combinado com um ligeiro destacamento do reboco nas laterais da parede. Também se observou um destacamento da parede na interface superior, nomeadamente entre a parede e a viga superior de BA. Por fim, o colapso do painel ocorreu para um deslocamento igual a 3.20%, imediatamente após o instante em que a parede atingiu a sua carga máxima. O mecanismo de colapso caracterizou-se pelo deslizamento completo da parede relativamente às vigas superior e inferior, levando a uma perda de estabilidade e suporte da parede. Verificou-se uma progressão da fissura principal vertical desde a zona superior da parede até à viga inferior, dividindo assim o painel em duas metades. O dano final do painel é apresentado na Fig. 3a.

A Fig. 3b apresenta a resposta força-deslocamento da parede. O painel começou por apresentar um aumento contínuo de resistência correspondente a uma rigidez inicial igual a 21.68kN/mm. Atingiu a resistência de pico com valor igual a 44.22kN para um *drift* de 2.21%. Após atingida a resistência de pico, ocorreu uma redução de resistência de 15% até que ocorreu o colapso da parede para um valor de *drift* de 3.20% e uma força de 37.94kN.

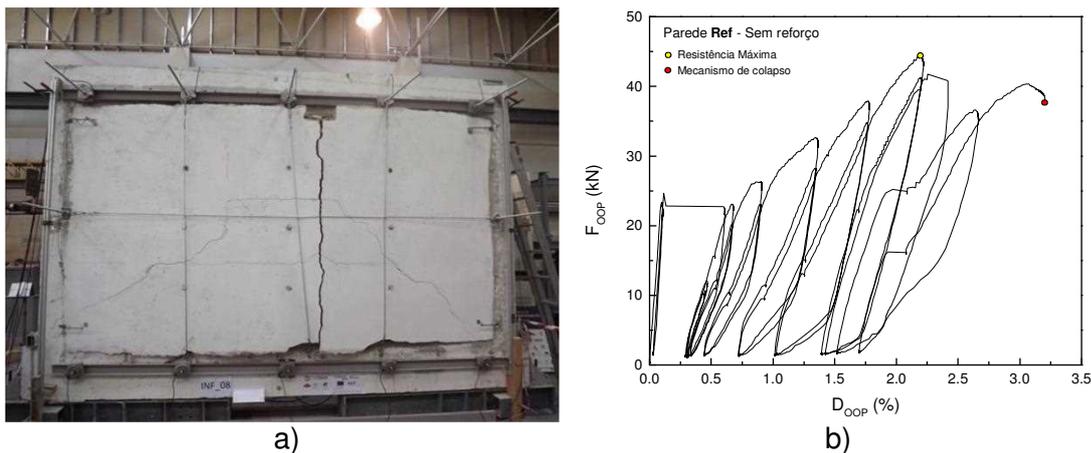


Fig. 3 – Resultados da parede REF: a) dano observado; e b) força-deslocamento.

3.2. Parede ES_1

Inicialmente, observou-se um aumento progressivo da deformação na zona central da parede ES_1. Posteriormente, ocorreu o destacamento da interface inferior da parede devido à rotura dos conectores. Foi possível observar a deformação entre os conectores, na interface inferior, até à sua rotura. Após a rotura de todos os conectores localizados na viga de BA inferior, a deformação na região central da parede aumentou. De seguida, verificou-se a rotura do primeiro conector localizado a meio vão da viga superior. Após esse instante, o mesmo fenómeno foi observado para os restantes conectores localizados nessa viga. Neste momento, a parede encontrava-se apenas ancorada lateralmente nos pilares, resultando num aumento da deformação na zona central, comportando-se como um painel sujeito a flexão unidirecional. Finalmente, ocorreu o colapso da parede (Fig. 4a) como um corpo rígido.

A Fig. 4b apresenta a resposta força-deslocamento da parede ES_1. O painel apresentou uma rigidez inicial de 13.66 kN/mm. Ao atingir a resistência de pico de 81.35

kN para um *drift* de 1.98%, ocorreu uma cedência da parede acompanhada de uma redução da carga, causada pelo descolamento da parte inferior da parede, impedindo a transferência de carga adequada. A degradação progressiva da resistência permitiu atingir a rutura convencional (80% da força máxima) para um *drift* de 3.89%. O colapso da parede ocorreu com uma resistência de 16.5 kN e um *drift* máximo de 11.5%. Este ensaio demonstra claramente que a solução de reforço foi bastante eficiente, proporcionando elevados níveis de resistência e deformação, prevenindo uma rutura frágil.

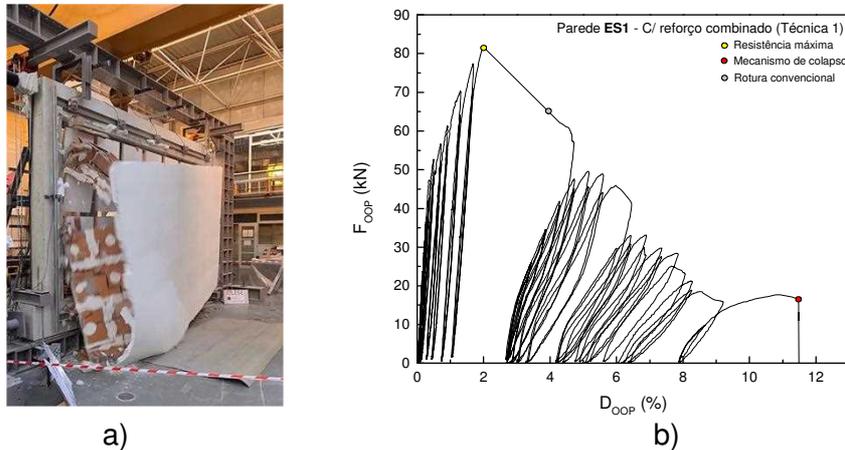


Fig. 4 – Resultados da parede ES_1: a) dano observado; e b) força-deslocamento.

3.3. Parede ES_2

A parede ES_2 não apresentou qualquer fissura, à semelhança do que ocorreu nos ensaios da parede ES_1. Inicialmente, observou-se uma ligeira concentração da deformação na zona central da parede. Posteriormente, começou o descolamento da parede na sua interface superior, aumentando progressivamente até ultrapassar os 2 cm. Neste instante, observou-se o esmagamento dos tijolos na face interior da parede. Verificou-se igualmente um descolamento ligeiro da parede na interface inferior, até que os conectores na viga superior entraram em rutura, transformando a parede num corpo rígido apoiado na viga inferior. Após atingir uma deformação significativa, ocorreu o colapso parcial da parede, caracterizado por: i) separação da parede em dois corpos divididos a meio vão (Fig. 5a); e ii) separação total da parede da viga superior. A eficácia dos conectores utilizados nesta solução de reforço ficou evidente, pois evitaram o colapso da parede. O colapso total só ocorreu após o fim do ensaio e com o uso de equipamentos de demolição que permitiram soltar a parede do pórtico de BA.

Na Fig. 5b, apresenta-se a resposta força-deslocamento da parede ES_2. O painel iniciou o ensaio com uma rigidez inicial de 31.98 kN/mm, aumentando progressivamente a resistência até atingir 94.96 kN. Nesse momento, ocorreu a cedência devido ao descolamento entre a parede e a viga superior. Após essa cedência, a parede recuperou a capacidade resistente até atingir a carga máxima de 99.2 kN para um *drift* de 3.18%. De seguida, começou o descolamento da parede na interface inferior, provocando uma perda contínua de resistência, atingindo-se a rutura convencional para um *drift* de 7.5%. A resistência foi diminuindo ciclo após ciclo até ser atingido um *drift* máximo de 14.7% e uma força de 35.91 kN.

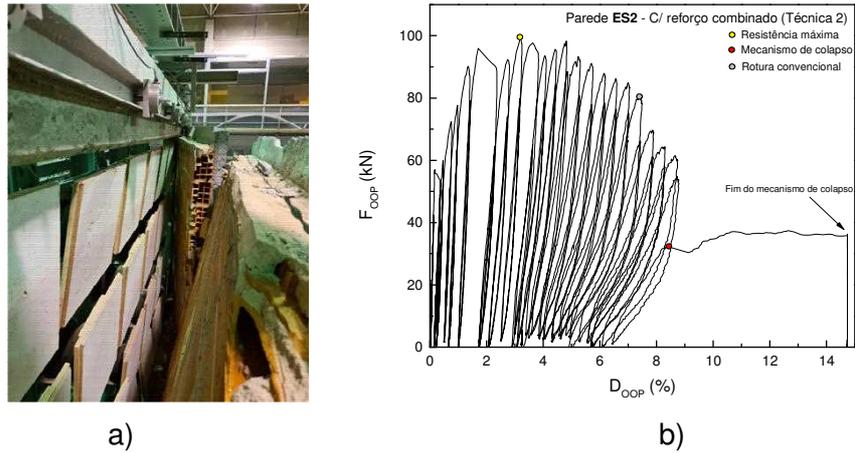


Fig. 5 – Resultados da parede ES_2: a) dano observado; e b) força-deslocamento.

3.4. Parede ES_3

Nos primeiros ciclos de carregamento da parede ES_3 observou-se uma concentração do dano na região central da parede, e verificou-se o início de fissuração na argamassa térmica. Essa fissuração ligeira era apenas visível lateralmente, uma vez que a rede de fissuração colocada exteriormente à solução de reforço prevenia o aparecimento de fissuras significativas na face da parede. A fissuração progrediu e aumentou de espessura até que ocorreu a cedência da parede na interface de topo. Esse descolamento aumentou à medida que o ensaio avançava, culminando no colapso integral da parede (Fig. 6a).

A Fig. 6b apresenta a resposta força-deslocamento da parede ES_3. O painel apresentou uma rigidez inicial de 18.54 kN/mm. A força aumentou progressivamente até atingir os 58.01 kN para um *drift* de 0.32%. Neste momento, ocorreu a primeira cedência da parede devido à fissuração observada no reboco térmico. A parede recuperou resistência atingindo o pico de carga de 66.9 kN para um *drift* de 3.16%. Após atingir a resistência máxima, o painel suportou apenas mais seis ciclos de carga até atingir uma carga de 63.63 kN e ocorrer um descolamento integral da interface superior, resultando numa queda contínua de resistência. O colapso teve início para um *drift* de 4%, observando-se a cedência repentina da parede até atingir o *drift* de 14.49% e uma força de 12.9 kN.

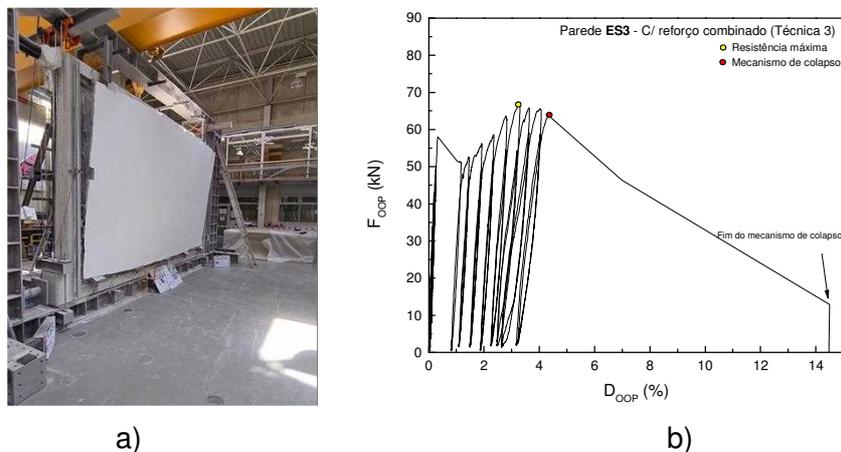


Fig. 6 – Resultados da parede ES_3: a) dano observado; e b) força-deslocamento.

3.5. Comparação global

Na Tabela 1 é apresentado um resumo dos resultados experimentais desta campanha experimental, nomeadamente rigidez inicial (K_{ini}), resistência máxima ($F_{OOP,max}$) e respetivo *drift* ($d_{OOP,max}$), *drift* correspondente à rotura convencional ($d_{OOP,conv}$) e último ($d_{OOP,ult}$).

O efeito do reforço na rigidez inicial não é claro, uma vez que o valor obtido pela parede REF é 33% e 9% superior às paredes ES_1 e ES_3, respetivamente. O mesmo não foi observado na parede ES_2, que apresentou uma rigidez inicial 57% superior à parede REF.

A contribuição das técnicas de reforço foi significativa na análise da resistência máxima. As paredes reforçadas atingiram uma resistência máxima 52% (ES_3), 84% (ES_1) e 125% (ES_2) superior à parede REF. O resultado obtido pela parede ES_3 é justificado pela baixa eficiência do sistema de ancoragem, que não permitiu fixar o material de reforço ao pórtico.

A rotura convencional, correspondente a uma redução de 20% na resistência após a resistência máxima, foi atingida apenas nas paredes ES_1 e ES_2. Não podem ser extraídas conclusões sobre o nível de deslocamento correspondente a este parâmetro de etapa uma vez que ocorreu para baixas exigências de deformação na parede ES_1 e elevadas na ES_2.

Relativamente ao colapso, este ocorreu apenas nas paredes REF, ES_1 e ES_3. Nestes ensaios, observou-se que o *drift* de colapso mais elevado foi o da parede ES_1, que foi cerca de 332% superior ao da parede REF. A parede de referência atingiu o colapso para um nível de deformação baixo evidenciando a elevada vulnerabilidade das paredes de enchimento de alvenaria quando sujeitas ações sísmicas para fora do seu plano. A técnica de reforço usada na parede ES_2 foi bastante eficaz uma vez que evitou o colapso.

Com base na condutividade térmica de cada material utilizado nas diferentes técnicas de reforço, foi calculado um valor do coeficiente de transmissão térmica (U_{value}) igual a 1,76, 0,35, 0,30 e 0,37 m^2K/W para as paredes REF, ES_1, ES_2 e ES_3, respetivamente. Torna-se evidente que as paredes ES_1, ES_2 e ES_3 têm um valor de U_{value} muito inferior aos obtidos pela parede REF, o que é justificado pela aplicação de material de isolamento térmico. A parede ES_2 obteve o menor valor, cerca de 83% inferior ao REF e cerca de 15% e 19% inferior a ES_1 e ES_2, respetivamente.

Tabela 1 – Resumo dos resultados experimentais.

Parâmetros de resposta	Sem reforço	Com reforço combinado		
	REF	ES_1	ES_2	ES_3
k_{ini} (kN/mm)	20.32	13.66	31.89	18.54
$F_{OOP,max}$ (kN)	44.15	81.35	99.17	66.91
$d_{OOP,max}$ (%)	2.21	1.98	3.19	3.16
$d_{OOP,conv}$ (%)	N/A	3.89	7.48	N/A
$d_{OOP,ult}$ (%)	2.66	11.48	14.74 ^A	4.11
$d_{OOP,ult}/d_{OOP,max}$	1.20	5.80	4.62 ^A	1.30
U_{value} (m^2KW^{-1})	1.76	0.35	0.30	0.37

4. CONCLUSÕES

A renovação e reabilitação das envolventes existentes de edifícios de betão armado tem-se centrado essencialmente na melhoria das suas características térmicas ou estruturais de forma independente. Contudo, a preocupação internacional com a sustentabilidade e resiliência das estruturas de edifícios existentes exige uma reformulação das técnicas de reforço no sentido de que abordem simultaneamente ambas as vertentes, i.e., tornando as envolventes mais eficientes energeticamente e mais seguras face a ações sísmicas. Com base nesta motivação, foi realizada uma campanha experimental para validar a eficácia de novas técnicas de reforço combinadas. Neste sentido, foram realizados 4 ensaios para fora-do-plano, três delas com reforço combinado e uma sem reforço. Verificou-se que todas as técnicas de reforço foram muito eficientes no aumento da resistência máxima (entre 52% e 125%). Em relação à capacidade de deformação, observou-se um desempenho eficiente das técnicas de reforço, uma vez que permitiram aumentar consideravelmente a capacidade de deformação, tendo inclusivamente impedido o colapso na parede ES_2.

5. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) através do financiamento à unidade de investigação CERIS com a referência UIDB/04625/2020. Este trabalho foi também desenvolvido com o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) – Centro de Investigação em Riscos e Sustentabilidade na Construção (RISCO), Universidade de Aveiro, Portugal [FCT/UIDB/ECI/04450/2020]. Este trabalho foi igualmente financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Os autores pretendem igualmente agradecer o apoio da empresa Fassa Bortolo que forneceu todos os materiais utilizados no reforço das paredes.

6. REFERÊNCIAS

- [1] H. Crowley *et al.*, "Model of seismic design lateral force levels for the existing reinforced concrete European building stock," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 19, no. 7, pp. 2839-2865, 2021/05/01 2021, doi: 10.1007/s10518-021-01083-3.
- [2] F. Braga, V. Manfredi, A. Masi, A. Salvatori, and M. Vona, "Performance of non-structural elements in RC buildings during the L'Aquila, 2009 earthquake," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 9, no. 1, pp. 307-324, 2011/02/01 2011, doi: 10.1007/s10518-010-9205-7.
- [3] M. T. De Risi, C. Del Gaudio, and G. M. Verderame, "Evaluation of Repair Costs for Masonry Infills in RC Buildings from Observed Damage Data: the Case-Study of the 2009 L'Aquila Earthquake," *Buildings*, vol. 9, no. 5, p. 122, 2019. [Online]. Available: <https://www.mdpi.com/2075-5309/9/5/122>.
- [4] A. Furtado, C. Costa, A. Arêde, and H. Rodrigues, "Geometric characterisation of Portuguese RC buildings with masonry infill walls," *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, pp. pp. 1-16, 2016, doi: 10.1080/19648189.2015.1039660.