



FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO FORA-DO- PLANO COM DIFERENTES CONDIÇÕES DE APOIO

LEONARDO SANTOS PEREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum

Coorientador: Professor Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues

Coorientador: Mestre André Filipe Castanheira Alves Furtado

JUNHO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À Família e Amigos

“Experiência é simplesmente o nome que damos aos nossos erros.”

Oscar Wilde

AGRADECIMENTOS

A conclusão deste trabalho, que põe fim a uma grande etapa, não teria sido possível sem a contribuição de algumas pessoas.

Ao meu orientador, Professor Humberto Varum, pelo conhecimento transmitido e disponibilidade ao longo deste trabalho.

Ao meu coorientador, Professor Hugo Rodrigues, pela disponibilidade, conhecimento transmitido, acompanhamento e revisão do trabalho desenvolvido.

Ao meu coorientador, Engenheiro André Furtado, pela amizade e boa disposição com que acompanhou todos os passos deste trabalho. Não podia deixar de agradecer a grande ajuda, paciência e disponibilidade sempre que surgia alguma dúvida e acima de tudo, os conhecimentos transmitidos.

Ao Professor António Arêde pela disponibilidade, conselhos e esclarecimento de dúvidas ao longo do trabalho desenvolvido. Agradeço ainda todo o suporte na realização dos ensaios levados a cabo.

Ao LESE pela disponibilização de recursos, tanto humanos como materiais, levando a que os ensaios decorressem como pretendido.

Ao Nuno Pinto, ao senhor Valdemar e ao senhor Guilherme pela amizade, boa disposição vividas no laboratório e fundamentalmente pela grande ajuda na preparação dos ensaios.

À PRECERAM pela gentileza de disponibilizar os tijolos cerâmicos utilizados na construção dos painéis de alvenaria de enchimento.

À Fundação para a Ciência e Tecnologia, à qual está associado o projeto “ASPASSI - Avaliação da Segurança e Reforço de Paredes de Alvenaria de Enchimento para Solicitações Sísmicas” sob a referência POCI-01-0145-FEDER-016898.

Aos meus pais, que nunca deixaram de apoiar ao longo destes anos e que me proporcionaram todas as condições para finalizar esta etapa com sucesso.

À minha irmã por estar sempre presente e proporcionar momentos de grande animação.

Aos meus primos, e segunda família, Gonçalo Amorim, Joel Amorim, Carlos Amorim e Adelaide Amorim por terem sido o pilar na adaptação à grande cidade. Pelas brincadeiras vividas, e apoio ao longo destes anos.

Aos meus amigos, em especial, a Adriana Nunes, Beatriz Queirós, Mafalda Amorim, Teresa Stingl, Bruno Carneiro, João Oliveira, João Rodrigues e Hugo Morais, por termos partilhado momentos incríveis nestes magníficos cinco anos, e por me ajudarem a crescer. Sois os melhores.

RESUMO

Dada a existência de um elevado número de variáveis no estudo do comportamento de painéis de alvenaria de enchimento quando sujeitos a ações fora do seu plano, torna-se necessária a realização de uma campanha experimental completa. Para tal, é preciso que entre os diversos ensaios se vá alterando algumas dessas variáveis, enquanto que outras se mantêm constante, com o objetivo de realizar uma análise comparativa entre ensaios e retirar as principais conclusões associadas à influência de cada uma das variáveis.

O presente trabalho visa contribuir para a compreensão do comportamento para fora-do-plano de painéis de alvenaria de enchimento com diferentes condições de apoio. Para levar a cabo tal objetivo, foram construídas duas paredes à escala real, sobre as quais foram realizados ensaios cíclicos para fora-do-plano. De notar que estes painéis não possuíam qualquer dano aquando da realização do ensaio para fora-do-plano. Os dois ensaios realizados durante esta dissertação apresentam como variáveis a solicitação axial nos pilares do pórtico de betão armado e a forma como o painel de alvenaria é apoiado no seu suporte. Enquanto que um dos painéis se encontrava totalmente apoiado, o outro, apenas se encontrava apoiado em dois terços da sua espessura.

Terminada a campanha experimental, o tratamento dos resultados obtidos, e a sua comparação com ensaios realizados anteriormente no mesmo laboratório, permitiu que algumas ideias fossem constatadas em relação à dependência das variáveis envolvidas.

Para além desta caracterização experimental, procedeu-se também à identificação dinâmica dos painéis construídos de modo a avaliar as alterações no seu comportamento dinâmico em diferentes instantes após a construção dos mesmos e consoante a sua integridade física. Esta identificação dinâmica foi possível através da realização de ensaios de vibração ambiental.

PALAVRAS-CHAVE: painel de alvenaria de enchimento, alvenaria de tijolo cerâmico, comportamento fora-do-plano, identificação dinâmica, ensaio vibração ambiental

ABSTRACT

Given the existence of a large number of variables that influences the seismic behaviour of infill panel, it is of full importance to conduct a complete experimental campaign. In order to achieve some conclusions provided by the comparison of the whole tests, it is essential that some of the variables suffers some changes while others remain constant. This also allows to verify the influence of each one to the global behaviour of the infill panel.

The present work aims to contribute to the understanding of the out-of-plane behaviour of infill panels with different support conditions. To carry out the main goal of this work, in the Laboratory of Earthquake and Structural Engineering (LESE) it was built two full scale infill masonry walls that were cyclically tested under out-of-plane loadings. The main variables of this two tests were the application of axial load on the top of the columns and the infill panels support conditions. While one of them was totally supported, the other one only have two thirds of its thickness supported on the bottom beam.

After this experimental campaign a treatment of the results was taken. After that, the comparison between this two tests and other three realized before the start of this work allow to extract some ideas about the dependence of the variables involved.

Besides this experimental tests, a dynamic identification was carried out in order to evaluate changes in the dynamic behaviour. For this ambient vibration tests were performed in order to collect data in different times after the construction of the infill panels and also in different situations of its integrity. Additionally, the influence of the axial load in the surrounding columns on the out-of-plane frequencies of the wall were also evaluated.

KEYWORDS: infill masonry panel, horizontal hollow clay brick, out-of-plane behaviour, dynamic identification, ambient vibration test

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS	3
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	4
2. ESTADO DA ARTE	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. COMPORTAMENTO DAS PAREDES DE ENCHIMENTO QUANDO SUJEITAS A AÇÕES SÍSMICAS .	5
2.3. ENSAIOS	7
2.4. COMPORTAMENTO PARA FORA-DO-PLANO	9
2.4.1. SÍNTESE DE CAMPANHAS EXPERIMENTAIS	11
2.4.2. PRINCIPAIS OBSERVAÇÕES RETIRADAS APÓS AS CAMPANHAS EXPERIMENTAIS REALIZADAS	15
2.5. COMENTÁRIOS FINAIS	20
3. CARACTERIZAÇÃO DO PÓRTICO, PAINÉIS E PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS	21
3.1. INTRODUÇÃO	21
3.2. CARACTERIZAÇÃO E DIMENSÕES DO PÓRTICO DE BETÃO ARMADO	21
3.3. CARACTERIZAÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO	23
3.4. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS MATERIAIS CONSTRUTIVOS	26
3.4.1. BETÃO	26
3.4.2. AÇO	28
3.4.3. TIJOLOS CERÂMICOS	30
3.4.4. ARGAMASSAS	31
3.4.4.1. Argamassa INF 04	31
3.4.4.2. Argamassa INF 05	32
3.5. CONCLUSÕES	34

4. CAMPANHA EXPERIMENTAL DE ENSAIOS DE PAREDES DE ENCHIMENTO PARA FORA-DO SEU PLANO	35
4.1. INTRODUÇÃO	35
4.2. DESCRIÇÃO DO SET-UP EXPERIMENTAL	35
4.2.1. INSTRUMENTAÇÃO	40
4.2.2. LEI DE CARGA	42
4.2.2.1. INF 04	42
4.2.2.2. INF 05	43
4.3. RESULTADOS PRINCIPAIS INF 04	44
4.3.1. FORÇA-DESLOCAMENTO	44
4.3.2. DANO OBSERVADO	46
4.3.3. PERFIS DE DESLOCAMENTOS	47
4.3.3.1. Perfis de Deslocamentos em Altura	47
4.3.3.2. Perfis de Deslocamentos Horizontais	50
4.3.4. DEGRADAÇÃO DA FORÇA	51
4.3.5. ENERGIA DISSIPADA	52
4.3.6. RIGIDEZ SECANTE	55
4.4. RESULTADOS PRINCIPAIS INF05	56
4.4.1. FORÇA-DESLOCAMENTO	56
4.4.2. DANO OBSERVADO	58
4.4.3. PERFIS DE DESLOCAMENTOS	59
4.4.3.1. Perfis de Deslocamentos Verticais	59
4.4.3.2. Perfis de Deslocamentos Horizontais	61
4.4.4. DEGRADAÇÃO DA FORÇA	62
4.4.5. ENERGIA DISSIPADA	63
4.4.6. RIGIDEZ SECANTE	65
4.5. CONCLUSÕES	67
5. ANÁLISE COMPARATIVA DA CAPACIDADE RESISTENTE PARA FORA-DO-PLANO DE PAREDES DE ENCHIMENTO ..	69
5.1. INTRODUÇÃO	69
5.2. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS NO LABORATÓRIO LESE	70

5.3. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	71
5.3.1. FORÇA-DESLOCAMENTO	72
5.3.2. DEGRADAÇÃO DA FORÇA	76
5.3.3. RIGIDEZ SECANTE.....	78
5.3.4. ENERGIA DISSIPADA.....	79
5.3.5. PADRÃO DE DANO.....	81
5.3.6. DANO FINAL OBSERVADO.....	83
5.3.7. PERFIS DE DESLOCAMENTOS	84
5.3.7.1. Perfis de Deslocamentos em Altura para $F_{m\acute{a}x}$	85
5.3.7.2. Perfis de Deslocamentos em Altura para $F_{\acute{u}lt}$	86
5.3.7.3. Perfis de Deslocamentos Horizontais para $F_{m\acute{a}x}$	88
5.3.7.4. Perfis de Deslocamentos Horizontais para $F_{\acute{u}lt}$	89
5.4. CONCLUSÕES	91
6. IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA DE PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO	93
6.1. INTRODUÇÃO	93
6.2. ENSAIOS E MÉTODOS, AQUISIÇÃO DE DADOS, DISPOSITIVOS DE MEDIÇÃO E ERROS	94
6.2.1. ENSAIOS E MÉTODOS.....	94
6.2.2. AQUISIÇÃO DE DADOS.....	95
6.2.3. DISPOSITIVOS DE MEDIÇÃO	96
6.2.4. ERROS	97
6.3. METODOLOGIA DO ENSAIO	97
6.3.1. INSTRUMENTAÇÃO	99
6.3.2. TRATAMENTO DOS REGISTOS	102
6.4. RESULTADOS PRINCIPAIS	104
6.4.1. INF 04.....	105
6.4.2. INF 05.....	109
6.5. COMPARAÇÃO COM ENSAIOS DE CAMPO	111
6.6. CONCLUSÕES	113
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	115
7.1. SUMÁRIO E CONCLUSÕES.....	115

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	116
--	------------

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	119
---	------------

ANEXOS

ANEXO A

ANEXO B

ANEXO C

ANEXO D

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Ilustração de danos em edifícios após um sismo em L'Áquila (a) colapso do pano exterior de um painel duplo de alvenaria de enchimento [5] (b) colapso total do painel de alvenaria de enchimento [5] (c) colapso para fora-do-plano [6].	2
Figura 2.1. Ilustração do mecanismo do tipo pilar curto [18].	6
Figura 2.2. Mecanismo do tipo pilar-curto [19].	7
Figura 2.3. Mecanismo do tipo piso fraco (a) sismo no Nepal [20] (b) sismo em Sumatra [21].	7
Figura 2.4. Representação esquemática do set-up do ensaio para fora-do-plano (a) solicitação pontual [22] (b) solicitação distribuída [12].	8
Figura 2.5. Representação esquemática do set-up do ensaio para fora-do-plano (a) realização de ciclos nas duas direções [23] (b) solicitação apenas numa direção [24].	9
Figura 2.6 Colapso para fora-do-plano após (a) um sismo em L'Áquila [25] (b) um sismo em Lorca [19]	10
Figura 2.7 Danos nos painéis de alvenaria resultantes da ocorrência de um sismo no Nepal [Fotografias de Furtado [26] e Rodrigues [27]].	10
Figura 3.1. Dimensões do pórtico de betão armado e respetiva solução de armaduras (a) esquema global (b) pilar (c) viga (apoio) (d) viga (meio vão).	22
Figura 3.2. Tijolo cerâmico de dimensões $0,30 \times 0,20 \times 0,15$ m da <i>PRECERAM</i> .	23
Figura 3.3. Argamassa <i>Ciarga</i> utilizada na construção dos painéis de alvenaria.	24
Figura 3.4. Registo fotográfico ilustrativo das diferentes condições de apoio dos painéis de alvenaria de enchimento (a) INF 04 (b) INF 05 (c) INF 04 (d) INF 05.	25
Figura 3.5. Corte do pórtico de betão armado e painel de alvenaria de enchimento (a) INF 04 (b) INF 05.	26
Figura 3.6. Caracterização das propriedades do betão (a) preparação dos provetes (b) e (c) determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade.	27
Figura 3.7. Varões de aço (a) provetes considerados (b) ensaio para determinação das propriedades mecânicas.	28
Figura 3.8. Tipo de Tijolo utilizado na construção do painel de alvenaria.	30
Figura 3.9. Registo fotográfico relativo aos ensaios realizados sobre os provetes de argamassa (a) provete submetido ao ensaio à flexão (b) provete submetido ao ensaio de compressão.	31
Figura 4.1. Aspeto geral da estrutura metálica construída no Laboratório LESE para realização de ensaios para fora-do-plano de paredes de enchimento.	36
Figura 4.2. Ligação da Estrutura metálica ao Pórtico de betão Armado. (a) Pormenor da Célula de carga (b) Identificação da posição das células de carga utilizadas.	37
Figura 4.3. Sistema de Aplicação do esforço axial nos pilares (a) Vista geral (b) Pormenor da ligação rotuladas dos Dywidags.	38
Figura 4.4. Condições de Apoio do Pórtico de Betão Armado (a) Vista geral (b) Pormenor da fixação entre laje-perfil metálico e pórtico.	38

Figura 4.5. Elementos e Equipamentos presentes no Set-up do ensaio (a) Vista Frontal (b) Alçado (c) Corte 0. Laje 1. Perfil metálico de suporte 2. Dywidag de fixação entre o perfil metálico de suporte e a laje do LESE 3. Fixação do pórtico ao perfil metálico de suporte 4. Dywidag responsável pela aplicação do esforço axial nos pilares 5. Barras metálicas que estabelecem a ligação entre o pórtico de betão armado e o sistema reativo 7. Chapa de distribuição de carga 8. Sistema metálico de reação autoequilibrado 9. Contrapeso 10. Barras de madeira 11. Cilindro hidráulico 12. Prancha de madeira e Poliestireno Expandido 13. Airbags 14. Painel de alvenaria de enchimento 15. Pilar de betão armado 16. Placa metálica de distribuição de carga [38].	39
Figura 4.6. Localização e respetiva identificação dos transdutores de deslocamentos instalados no painel de alvenaria de enchimento INF 04, DWTs a vermelho e LVDTs a verde.	40
Figura 4.7. Identificação das células de carga utilizadas no ensaio do painel INF 04.	41
Figura 4.8. Localização e respetiva identificação dos transdutores de deslocamentos instalados no painel de alvenaria de enchimento INF 05, DWTs a vermelho e LVDTs a verde.	41
Figura 4.9. Identificação das células de carga utilizadas no ensaio do painel INF 05.	42
Figura 4.10. Evolução do esforço axial transmitido aos pilares.	42
Figura 4.11. Esquemática dos ciclos efetuados na solitação do painel INF 04.	43
Figura 4.12. Esquemática dos ciclos efetuados na solitação do painel INF 05.	44
Figura 4.13. Resultados experimentais da parede INF 04: Força-deslocamento.	46
Figura 4.14. Resultados experimentais da parede INF 04: Envolvente Força-deslocamento. As linhas a tracejado representam: roxo- ocorrência da força máxima; vermelho- deslocamento para fora-do-plano após ocorrer a rotura do painel; rosa- fim do ensaio.	46
Figura 4.15. Dano Observado no painel de alvenaria INF 04 após o ensaio: a) vista lateral esquerda; b) vista frontal; e c) vista lateral direita.	47
Figura 4.16. Resultados experimentais da parede INF 04: Perfis de deslocamentos para fora-do-plano em altura (a) alinhamento esquerdo (b) alinhamento central (c) alinhamento direito.	49
Figura 4.17. Resultados experimentais da parede INF 04: Perfis de deslocamentos horizontais para fora-do-plano (a) H4 (b) H2 (c) 3H4.	51
Figura 4.18. Resultados experimentais da parede INF 04: Degradação da força após se atingir a força máxima.	51
Figura 4.19. Resultados experimentais da parede INF 04: Energia dissipada pelo painel ao longo do ensaio no fim da cada repetição para o deslocamento alvo pretendido.	53
Figura 4.20. Resultados experimentais da parede INF 04: Energia dissipada por ciclo de solitação e respetiva energia dissipada acumulada.	54
Figura 4.21. Resultados experimentais da parede INF 04: Rigidez Secante ao longo do ensaio.	56
Figura 4.22. Resultados experimentais da parede INF 05: Força-Deslocamento.	57
Figura 4.23. Resultados experimentais da parede INF 05: Envolvente Força-Deslocamento.	58
Figura 4.24. Dano Observado no painel de alvenaria INF 05 após o ensaio: a) vista lateral esquerda; b) vista frontal; e c) vista lateral direita.	58

Figura 4.25. Resultados experimentais da parede INF 05: Perfis de deslocamentos para fora-do-plano em altura (a) alinhamento esquerdo (b) alinhamento central (c) alinhamento direito.	60
Figura 4.26. Resultados experimentais da parede INF 05: Perfis de deslocamentos horizontais para fora-do-plano (a) H4 (b) H2 (c) 3H4.	62
Figura 4.27. Resultados experimentais da parede INF 05: Degradação da força após se atingir a força máxima.	62
Figura 4.28. Resultados experimentais da parede INF 05: Energia dissipada pelo painel ao longo do ensaio no fim de cada repetição para o deslocamento alvo pretendido.	64
Figura 4.29 Resultados experimentais da parede INF 05: Energia dissipada por ciclo de solicitação e respetiva energia dissipada acumulada.	64
Figura 4.30. Resultados experimentais da parede INF 05: Rigidez Secante ao longo do ensaio.	66
Figura 5.1. Representação gráfica do deslocamento para fora-do-plano em função da força aplicada (a) INF 01 (b) INF 02 (c) INF 03 (d) INF 04 (e) INF 05.	73
Figura 5.2. Comparação de todos os ensaios recorrendo às suas envolventes Força – Deslocamento.	74
Figura 5.3. Pormenorização da determinação da rigidez inicial para os diferentes painéis de alvenaria.	75
Figura 5.4. Representação gráfica da degradação da força transmitida ao painel (a) INF 01 (b) INF 02 (c) INF 03 (d) INF 04 (e) INF 05.	77
Figura 5.5. Comparação dos ensaios em termos de degradação da força aplicada.	77
Figura 5.6. Representação gráfica da degradação da rigidez (a) INF 01 (b) INF 02 (c) INF 03 (d) INF 04 (e) INF 05.	78
Figura 5.7. Comparação dos ensaios em termos de degradação da rigidez.	79
Figura 5.8. Representação gráfica da energia dissipada ao longo do ensaio (a) INF 01 (b) INF 02 (c) INF 03 (d) INF 04 (e) INF 05.	80
Figura 5.9. Comparação dos ensaios em termos de energia dissipada.	81
Figura 5.10. Dano observado após a realização do ensaio no plano do painel INF 03 (a) pano frontal (b) pano traseiro.	82
Figura 5.11. Apresentação do modo de rotura verificado no ensaio para fora-do-plano (a) INF 01 (b) INF 02 (c) INF 03 (d) INF 04 (e) INF 05.	83
Figura 5.12. Esquema do dano ocorrido para cada parede ensaiada (a) INF 01 (b) INF 02 (c) INF 03 (d) INF 04 (e) INF 05.	84
Figura 5.13. Representação dos perfis em altura para cada alinhamento correspondente a $F_{m\acute{a}x}$ (a) Alinhamento Esquerdo (b) Alinhamento Central (c) Alinhamento Direito.	86
Figura 5.14. Representação dos perfis em altura para cada alinhamento correspondente a $F_{\acute{u}lt}$ (a) Alinhamento Esquerdo (b) Alinhamento Central (c) Alinhamento Direito.	87
Figura 5.15. Perfis de Deslocamentos Horizontais correspondente a $F_{m\acute{a}x}$ (a) H4 (b) H2 (c) 3H4.	89
Figura 5.16. Perfis de Deslocamentos Horizontais correspondente a $F_{\acute{u}lt}$ (a) H4 (b) H2 (c) 3H4.	90

Figura 6.1. Princípio de funcionamento de um filtro [44].	96
Figura 6.2. Acelerómetro piezoelétrico, modelo 393A03 [50].	97
Figura 6.3. Esquematização do funcionamento de um acelerómetro piezoelétrico [51].	97
Figura 6.4. Identificação dos acelerómetros INF 04 (a) representação esquemática (b) implementação dos acelerómetros no painel.	99
Figura 6.5. Esquema simplificado do set-up do ensaio [47].	100
Figura 6.6. Set-up do ensaio (a) Colagem das chapas de fixação (b) fixação os acelerómetros (c) placa de aquisição dos acelerómetros (d) fonte de alimentação (e) placa de aquisição das células de carga instaladas no topo do pilar e sistema informático.	101
Figura 6.7. Identificação dos acelerómetros INF 05 (a) representação esquemática (b) implementação dos acelerómetros no painel.	102
Figura 6.8. Representação gráfica de um registo obtido por um acelerómetro.	103
Figura 6.9. Ilustração da Transformada de Fourier fornecida pelo ARTeMIS.	103
Figura 6.10. Ilustração da deformada do 1º modo de vibração no plano do painel de alvenaria.	104
Figura 6.11. Ilustração da deformada do 1º modo de vibração para fora-do-plano do painel de alvenaria.	104
Figura 6.12. Evolução da frequência no plano ao longo dos estados considerados.	106
Figura 6.13. Evolução da frequência para fora-do-plano ao longo dos estados considerados.	107
Figura 6.14. Evolução da frequência para fora-do-plano com o esforço axial.	107
Figura 6.15. Ilustração da fissura vertical observada no painel INF 04.	108
Figura 6.16. Representação gráfica da extensão com a variação do esforço axial.	109
Figura 6.17. Ilustração do dano observado no painel INF 05.	110

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1. Síntese dos ensaios realizados por diversos autores.....	13
Tabela 2.2 Descrição dos provetes de Dawe e Seah (adaptado de [1]).	15
Tabela 2.3 Descrição dos provetes de Griffith <i>et al</i> (adaptado de [1]).....	16
Tabela 2.4 Provetes e Ensaios realizados por Flanagan e Bennett (adaptado de [1]).	17
Tabela 2.5 Soluções de reforço consideradas por Calvi <i>et al</i> (adaptado de [1]).	18
Tabela 2.6 Tipo de Ensaios realizado por Furtado <i>et al</i>	20
Tabela 3.1. Resultados das propriedades mecânicas dos provetes de betão.	27
Tabela 3.2. Resultados dos ensaios realizados sobre os provetes de aço.	29
Tabela 3.3. Dados estatísticos referentes aos resultados da tabela anterior.	29
Tabela 3.4. Resultados das medições sobre tijolos de dimensão 30 × 20 × 15 cm e respetiva resistência à compressão (adaptado de [29]).	30
Tabela 3.5. Resultados da caracterização dos provetes de argamassa INF 04: Ensaio à Flexão.	32
Tabela 3.6. Resultados da caracterização dos provetes de argamassa INF 04: Ensaio à Compressão.	32
Tabela 3.7. Resultados da caracterização dos provetes de argamassa INF 05: Ensaio à Flexão.	33
Tabela 3.8. Resultados da caracterização dos provetes de argamassa INF 05: Ensaio à Compressão.	33
Tabela 4.1. Resultados experimentais da parede INF 04: Caracterização da envolvente Força-Deslocamento.....	45
Tabela 4.2. Deslocamentos para fora do plano [mm] dos alinhamentos esquerdo, central e direito do painel INF 04 para as diferentes forças consideradas.....	48
Tabela 4.3. Resultados experimentais da parede INF 04: Caracterização da envolvente da degradação da força.....	52
Tabela 4.4. Resultados experimentais da parede INF 04: Energia Dissipada Acumulada no fim de todas as repetições para o deslocamento alvo pretendido.....	53
Tabela 4.5. Resultados experimentais da parede INF 04: Energia Dissipada Acumulada ao fim de cada repetição e respetivo incremento.	54
Tabela 4.6. Resultados experimentais da parede INF 04: Caracterização da envolvente da degradação da rigidez.	55
Tabela 4.7. Resultados experimentais da parede INF 05: Caracterização da envolvente Força-Deslocamento.....	57
Tabela 4.8.Deslocamentos para fora-do-plano [mm] dos alinhamentos esquerdo, central e direito do painel INF 05 para as diferentes forças consideradas.....	59
Tabela 4.9. Resultados experimentais da parede INF 05: Caracterização da envolvente da degradação da força.....	63

Tabela 4.10. Resultados experimentais da parede INF 05: Energia Dissipada Acumulada no fim de todas as repetições para o deslocamento alvo pretendido.	63
Tabela 4.11. Resultados experimentais da parede INF 05: Energia Dissipada Acumulada ao fim de cada repetição e respetivo incremento.	65
Tabela 4.12. Resultados experimentais da parede INF 05: Caracterização da envolvente da degradação da rigidez.	66
Tabela 5.1. Síntese dos ensaios realizados.	71
Tabela 5.2. Síntese das roturas verificadas nos ensaios.	72
Tabela 6.1. Identificação dos níveis de carga axial considerados para aquisição de dados.	98
Tabela 6.2. Evolução da frequência para Fora-do-Plano ao longo dos diferentes estados.	105
Tabela 6.3. Evolução da frequência no Plano ao longo dos diferentes estados.	105
Tabela 6.4. Evolução da frequência para fora-do-plano ao longo dos diferentes estados.	109
Tabela 6.5. Evolução da frequência no plano ao longo dos diferentes estados.	110
Tabela 6.6. Síntese da campanha experimental realizada por Miguel Pinho [47].	111
Tabela 6.7. Resumo dos painéis construídos ao longo desta dissertação.	113

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Os painéis de alvenaria de enchimento, embora sejam intensamente utilizados na construção, são considerados elementos não estruturais sendo alvo de poucos cuidados/atenção ao longo do processo de dimensionamento de edifícios novos e avaliação da segurança de edifícios existentes. Associado a este problema surge a falta de pormenorização e projeto para a execução das mesmas que resulta da insuficiente investigação e ensino, as quais proporcionam deficiências de desempenho e o surgimento de anomalias previamente ao que seria de esperar. Tal, conduz a que a qualidade final da construção e principalmente comportamento quando sujeitas a ações sísmicas seja afetada negativamente [1].

A sua construção está dependente de várias variáveis, tais como a qualidade dos materiais utilizados, os métodos construtivos, do projeto do edifício e sobretudo da qualidade da mão-de-obra. Uma vez que representam grande parte do volume de um edifício, a sua construção condiciona planos de trabalhos de outras tarefas a desenvolver [1].

Estes painéis, possibilitam a criação da fronteira interior/exterior e a separação de espaços no interior do edifício. Estes elementos estão geralmente sujeitos a dois tipos de ações, as diretas e as indiretas. Na primeira categoria inserem-se as ações permanentes, as sobrecargas, ações do vento e ações sísmicas, enquanto que na segunda se encontram, por exemplo, a retração/expansão e a deformação dos elementos de suporte dos painéis [1, 2].

Ao contrário de estruturas de betão armado ou estruturas metálicas em que existe regulação própria, estes elementos não estruturais só apresentarão ponto de vista legal após entrada em vigor dos Eurocódigos 6 e 8, EC6 [3] e EC8[4], de modo a verem os efeitos das ações referidas consideradas no comportamento global do edifício, uma vez que atualmente a prática comum, o seu contributo não ser considerado na conceção e dimensionamento global do edifício. Contudo é conhecido que estes elementos podem alterar a rigidez e resistência do edifício, tendo consequências por exemplo quando este é sujeito a ações sísmica no que diz respeito à distribuição de forças horizontais.

A ocorrência de vários eventos sísmicos durante os últimos anos, um pouco por todo o mundo, tem demonstrado que este tipo de elementos influencia claramente o comportamento dos edifícios de betão armado e face às técnicas construtivas adotadas durante a sua execução veem o seu estado completamente alterado após serem sujeitos a estes fenómenos intensos e de curta duração. Em muitos dos casos observados, para além do dano visivelmente instalado, ocorreram também colapsos de painéis. Tais danos, para além de porem em causa o funcionamento de equipamentos instalados e até do próprio edifício, aumentam exponencialmente os custos global de reabilitação, acarretando riscos para a vida humana.

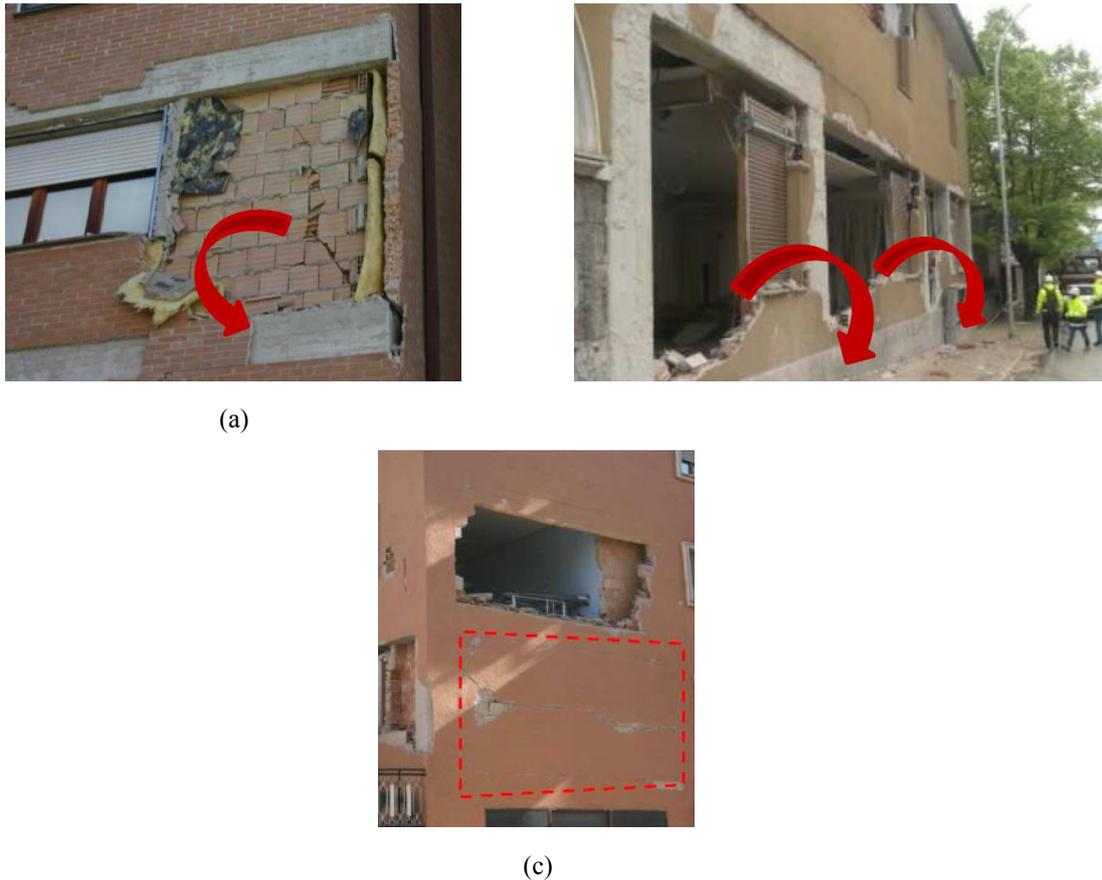


Figura 1.1. Ilustração de danos em edifícios após um sismo em L' Águila (a) colapso do pano exterior de um painel duplo de alvenaria de enchimento [5] (b) colapso total do painel de alvenaria de enchimento [5] (c) colapso para fora-do-plano [6].

Dados estes acontecimentos, e sabendo que as ações sísmicas não atingem os edifícios segundo uma única direção, por serem geradas num foco, mais ou menos próximo do local em estudo, e se propagarem radialmente pelo solo, embora com velocidades diferentes conforme os materiais atravessados, têm sido levadas a cabo campanhas experimentais sobre painéis de alvenaria de enchimento com o objetivo de perceber o seu comportamento face a estas ações. Para tal, diversas combinações de ensaios têm sido realizadas de modo a perceber de que modos se afetam umas às outras. Tais campanhas, recorrem a ensaios no plano do painel para simular a ação sísmica segundo uma direção colinear com o painel e/ou a ensaios para fora-do-plano para ter em consideração a ação sísmica perpendicularmente ao painel. A combinação dos dois permite aferir de que modo o dano instalado no plano, afeta o comportamento do painel quando sujeito a ações fora-do-plano.

Dada a grande diversidade de variáveis intrínsecas ao problema, tais como a geometria dos painéis, as condições de apoio, a existência de aberturas, os materiais utilizados, entre outras; torna-se necessária uma grande quantidade de estudos de modo a que conclusões similares sejam obtidas em diferentes campanhas experimentais de modo a serem comprovadas.

A realização destes ensaios, em parte também têm focalizado o seu esforço na procura de soluções de reforço, tais como a adoção de armadura longitudinal nas juntas de assentamento ou a utilização de um reboco armado, que permitam minimizar os danos que se têm observado.

Estas campanhas experimentais possibilitam também a recolha de informação para calibrar modelos numéricos que têm e possam vir a ser desenvolvidos. No lado oposto à modelação numérica, encontra-se a modelação analítica. Embora vários autores tenham proposto expressões analíticas para quantificar a capacidade resistente, a sua utilização tem a si associado uma elevada incerteza proveniente do elevado número de variáveis que se contabilizam e das quais está diretamente dependente o comportamento dos painéis de alvenaria de enchimento.

Para além destas campanhas experimentais, que consistem na realização de ensaios destrutivos, outros de carácter não destrutivos têm também sido utilizados de modo a caracterizar a resposta dinâmica destes elementos de alvenaria. Estes ensaios, para além de facultarem informação de frequências e modos de vibração, possibilitam também averiguar a existência de dano, caso seja verificada uma alteração dos valores registados em várias leituras, em instantes temporalmente distintos.

1.2. OBJETIVOS

Em função do enquadramento efetuado anteriormente, visando contribuir para o aumento do conhecimento relativo ao comportamento para fora-do-plano de painéis de alvenaria, os objetivos desta dissertação prendem-se ao estudo experimental do comportamento para fora-do-plano de duas paredes de alvenaria de enchimento à escala real.

Assim foi realizada uma campanha experimental no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural - LESE sobre estes dois painéis, tendo por base os seguintes objetivos:

- i. Aferir qual a influência das condições de apoio dos painéis, na capacidade resistente dos painéis;
- ii. Avaliar a influência do esforço axial instalado nos pilares na capacidade do painel de enchimento para fora do seu plano;
- iii. Determinar parâmetros de resposta observados nos resultados experimentais, tais como degradação da força máxima, degradação da rigidez e energia dissipada;
- iv. Identificação dos diferentes modos de rotura;
- v. Comparação dos resultados destes dois painéis com os ensaios já realizados pelo Laboratório LESE durante o último ano.

Adicionalmente foi realizada uma campanha de ensaios de vibração ambiental nas duas paredes de enchimento construídas em laboratório e já mencionadas anteriormente visando os seguintes objetivos:

- i. Avaliar a influência do esforço axial na frequência para fora-do-plano dos painéis de enchimento;
- ii. Avaliação da influência das condições de apoio nas características dinâmicas das paredes de enchimento no plano e fora-do-plano;
- iii. Averiguar a influência do dano nas paredes de enchimento após serem sujeitas ao teste para fora do seu plano na frequência no plano e para fora-do-seu plano;
- iv. Constatar a evolução das características dinâmicas dos painéis construídos após a sua construção, recorrendo para isso a aquisição de dados para diferentes idades de cura e estados de integridade dos painéis;
- v. Efetuar comparações com ensaios de campo realizados em trabalhos anteriores.

Pretende-se também que os dados desta campanha experimental, possibilitem futuramente a calibração de modelos numéricos que visem simular o comportamento mecânico deste tipo de elementos, que apesar de serem considerados não estruturais devem ser tidos em conta na resposta estrutural dos edifícios quando sujeitos a ações horizontais, nomeadamente a sismos.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho encontra-se estruturado em sete capítulos, englobando o presente capítulo introdutório, cujo objetivo é proporcionar ao leitor um enquadramento da necessidade do estudo realizado, assim como dos seus objetivos e descrição da organização do documento.

No segundo capítulo, denominado Estado da Arte, são identificados os dois tipos de ensaios utilizados para mobilizar o comportamento para fora-do-plano dos painéis de alvenaria de enchimento, e realizada uma síntese do estado da arte no que se refere a ensaios experimentais realizados por diversos autores para caracterizarem o comportamento para fora-do-plano de paredes de enchimento. Posteriormente, para cada um desses autores identificados, é apresentado o tipo de estudos que realizaram e as principais conclusões que estes retiraram das suas campanhas experimentais.

No terceiro capítulo, denominado Caracterização do pórtico, painéis e propriedades mecânicas dos materiais, é feita uma descrição geométrica do pórtico, assim como da solução de armadura utilizada, assim como uma descrição do processo construtivo, geometria e condições de apoio das duas paredes construídas. Para além destas informações, são ainda apresentadas as principais características materiais dos diversos materiais construtivos utilizados, provenientes de ensaios realizados sobre amostras recolhidas aquando da construção dos diversos elementos construtivos.

No quarto capítulo, denominado Campanha experimental de ensaios para fora-do-plano de paredes de enchimento, é apresentada uma descrição detalhada da montagem do *set-up* do ensaio, assim como localização dos equipamentos instalados. São também apresentadas as leis de carga consideradas na solicitação do comportamento para fora-do-plano dos painéis construídos, posteriormente às quais são apresentados os resultados principais correspondentes a cada um dos ensaios realizados.

No quinto capítulo, denominado Análise comparativa da capacidade para fora-do-plano de paredes de enchimento, são apresentados os três ensaios levados a cabo à priori deste trabalho. Posteriormente, é realizada uma comparação conjunta dos cinco ensaios de que se disponha de informação, em termos de diversas propriedades físicas obtidas diretamente do ensaio e de outras determinadas à posteriori. Esta comparação visa, ao longo do capítulo, a obtenção de conclusões acerca das variáveis envolvidas.

No sexto capítulo, denominado Identificação dinâmica de painéis de alvenaria de enchimento, são referidos os diferentes ensaios que se podem executar na realização da identificação dinâmica pretendida, fazendo-se uma pequena referência aos diferentes métodos existentes, dispositivos de medição e erros mais frequentes. Antes da apresentação dos resultados obtidos para diferentes estados das paredes construídas ao longo desta dissertação, é ainda apresentada a forma como se desenrolou o ensaio, e a correspondente manipulação dos ficheiros obtidos para a obtenção dos resultados procurados.

Por fim, no sétimo capítulo, Considerações finais, são apresentadas as principais conclusões deste trabalho assim como propostas e considerações para desenvolvimentos futuros.

2

ESTADO DA ARTE

2.1. INTRODUÇÃO

Os painéis de alvenaria de enchimento são muito frequentemente aplicados nos edifícios de modo a exercer funções de separação de espaços e também de vedação do edifício face ao ambiente externo a este [1, 7-9].

Dada a ocorrência de fenómenos de carácter natural, tais como sismos, os edifícios são sujeitos a ações em que não é possível definir a direção de aplicação. Perante tais acontecimentos, têm sido verificados grandes danos nestes elementos não estruturais, que conduzem muitas vezes à demolição do edifício em detrimento da sua reabilitação face aos elevados custos que esta última acarretaria.

Face ao apresentado, e sabendo que os painéis são solicitados tanto no seu plano como perpendicularmente a este, vários têm sido os ensaios realizados de modo a contribuir para um melhor conhecimento do comportamento destes painéis para solicitações para fora-do-plano dos painéis de enchimento. Para além desta via experimental, vários trabalhos têm debruçado o seu foco para caracterizações deste comportamento através de abordagens de carácter analítico e outros de carácter numérico.

Embora se saiba que a existência destes painéis de enchimento, não estruturais, proporcionam alterações no comportamento dinâmico dos edifícios, no âmbito deste trabalho apenas haverá um enfoque no elemento isolado, o painel.

Deste modo, pretende-se neste capítulo apresentar um breve resumo relativo ao comportamento dos painéis de alvenaria quando sujeitos a ações sísmicas, incidindo particularmente no comportamento para fora do seu plano e identificando os fatores que possam potenciar a sua eventual vulnerabilidade. De seguida será feita uma listagem do tipo de ensaios disponíveis para caracterizar tal comportamento aliados às suas vantagens. Foi elaborado ainda uma síntese dos ensaios realizados por vários autores ao longo dos últimos anos assim expondo-se também as principais conclusões que estes aferiram.

2.2. COMPORTAMENTO DAS PAREDES DE ENCHIMENTO QUANDO SUJEITAS A AÇÕES SÍSMICAS

Como referido anteriormente, este tipo de elemento construtivo é classificado como não estrutural por se considerar que não resistem a ações verticais [10]. Embora não pertencendo à estrutura resistente, os painéis de alvenaria de enchimento têm de ser capazes de transferir ações sobre eles aplicadas para o sistema principal [2].

Apesar de não serem considerados no dimensionamento de edifícios, os painéis de alvenaria de enchimento têm implicações no comportamento global do edifício aquando de fenómenos sísmicos, uma vez que interagem com os elementos de betão armado onde usualmente se encontram inseridos [10-12]. Desta interação, podem surgir diferentes tipos de dano no plano do painel de enchimento, tais como fissuração diagonal, esmagamento dos cantos do painel, destacamento do painel face ao pórtico; e colapso para fora-do-plano [11, 13, 14].

Relativamente ao colapso para fora-do-plano, a sua instabilidade provém de fatores tais como: a ausência de ligações entre panos de alvenaria no caso de paredes duplas, a ausência de ligações entre os painéis de alvenaria e o pórtico envolvente e ainda a insuficiente largura de apoio na viga ou laje que lhe serve de suporte proporcionada pela corrente adoção para minimização de pontes térmicas nas fachadas dos edifícios [15].

Note-se que é inadequado assumir que a presença dos painéis de alvenaria de enchimento se traduz sempre em benefício na resposta estrutural, uma vez que o seu contributo pode ser favorável ou desfavorável estando dependente de fatores tais como da rigidez relativa entre o painel de alvenaria e o pórtico, regularidade em planta e em altura, propriedades mecânicas da alvenaria, pormenorização construtiva, entre outras [9, 11].

Embora o seu contributo seja geralmente positivo para o aumento da resistência e rigidez global do edifício para resistir a ações horizontais, tal como as sísmicas [10, 12, 16], a não consideração do seu efeito para a resposta global do edifício pode levar a que surjam mecanismos de rotura locais e até globais. Os dois principais mecanismos de rotura que aqui surgem são conhecidos como pilar curto, “*short column*” e piso fraco, “*soft storey*”.

O mecanismo designado por pilar curto surge pelo preenchimento parcial da altura de um determinado piso com alvenaria de enchimento. Pelo facto de parte do pilar ficar exposta e se poder deformar lateralmente, ficará sujeita a esforços superiores para os quais não estava preparada, pelo que ocorrerá uma rotura por corte nestes elementos [8, 9, 17]. Apresenta-se um esquema ilustrativo do surgimento deste mecanismo tipo na Figura 2.1 e na Figura 2.2 uma fotografia da ocorrência deste mecanismo após um sismo em Lorca.

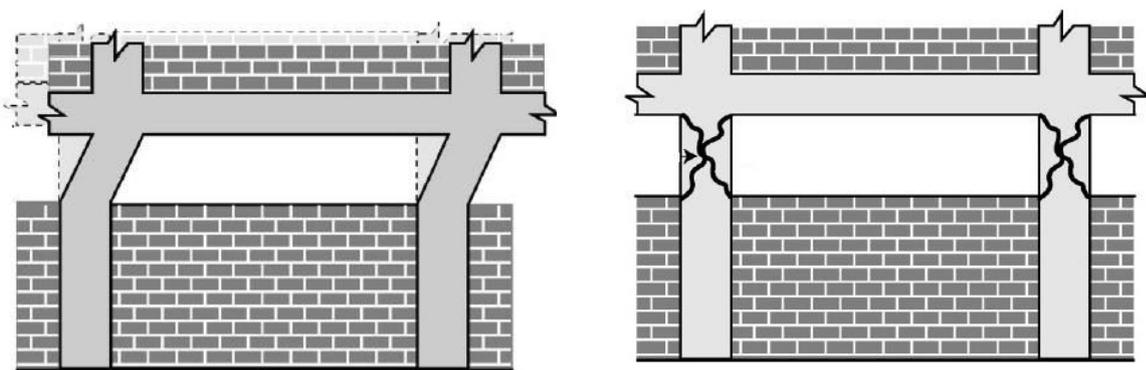


Figura 2.1. Ilustração do mecanismo do tipo pilar curto [18].



Figura 2.2. Mecanismo do tipo pilar-curto [19].

O mecanismo designado por piso fraco resulta da ausência ou diminuição do número de paredes de alvenaria de enchimento ao nível do piso térreo proveniente da sua utilização para zonas comerciais ou de estacionamento. Tal provoca uma irregularidade de rigidez em altura do edifício [6, 17]. Apresentam-se na Figura 2.3 dois exemplos deste mecanismo tipo.



(a)



(b)

Figura 2.3. Mecanismo do tipo piso fraco (a) sismo no Nepal [20] (b) sismo em Sumatra [21].

A distribuição irregular tanto em altura como em planta, conduz a que ocorra torção do edifício aquando da solitação dos edifícios pela ação sísmica.

2.3. ENSAIOS

De modo a avaliar o comportamento dos painéis de alvenaria aquando da ocorrência de fenómenos cíclicos, têm vindo a ser realizado ao longo dos tempos ensaios que pretende recriar a forma com que se inserem nos edifícios e posterior avaliação das roturas ocorridas. Salientam-se assim os ensaios realizados no plano do painel com vista a dotar o painel de algum dano e os ensaios para fora-do-plano

de modo a avaliar a sua capacidade e os diferentes modos de rotura que podem ocorrer em função das condições fronteira do painel e do dano no plano do mesmo. A existência destes dois tipos de ensaios faz com que várias combinações possam ser tidas em conta no estudo do comportamento dos painéis de alvenaria de enchimento.

Ao nível do trabalho aqui desenvolvido, a atenção principal recai sobre os ensaios realizados para fora-do-plano.

A mobilização do comportamento para fora-do-plano dos painéis de enchimento pode ser exercida através de ensaios de duas naturezas bem distintas, sendo elas ensaios quase estáticos e ensaios dinâmicos. Enquanto que nos primeiros os painéis são solicitações de forma incremental e de forma lenta, nos segundo a solicitação passa pelo recurso a mesas sísmicas. Neste último, é construído um modelo, geralmente à escala, o qual irá ser sujeito a uma ação representativa de uma ação sísmica correspondente a determinada zona sísmica.

Relativamente aos ensaios quase estáticos, duas formas distintas se distinguem na forma como é aplicada a solicitação ao painel. Na sequência do referido, a solicitação pode ser executada de forma monotónica ou cíclica. Enquanto que na primeira, o painel é solicitado continuamente através de uma força crescente; na segunda, efetuada geralmente em termos de deslocamentos, passa pela pré definição de deslocamentos alvo, que uma vez atingidos implica o recuo do sistema de aplicação da solicitação para posteriormente volta a carregar o painel. Esta nova solicitação pode ser para o mesmo deslocamento alvo ou para outro superior, dependendo de serem ou não pretendidas repetições para o deslocamento alvo em questão.

Face à pesquisa realizada, duas formas distintas foram observadas no que respeita à solicitação monotónica. Estas passavam pela natureza da transmissão da solicitação ao painel de enchimento, e caracterizam-se pela natureza pontual ou distribuída a que se dá a solicitação referida. Apresenta-se na Figura 2.4 um exemplo de uma solicitação pontual e de uma distribuída. Note-se que no caso da distribuição pontual, o atuador deveria estar alinhado com a meia altura da parede.

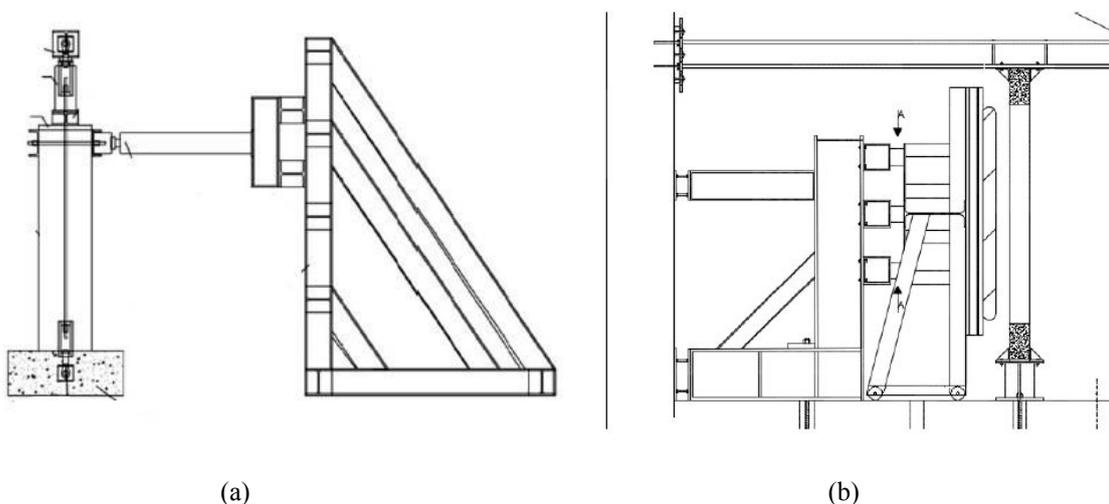


Figura 2.4. Representação esquemática do set-up do ensaio para fora-do-plano (a) solicitação pontual [22] (b) solicitação distribuída [12].

A grande vantagem de a solicitação do painel ser exercida com o recurso a carregamento distribuído é possibilitar que todo o painel seja solicitado a contribuir para a sua resposta, em de estar a concentrar a deformação apenas num único ponto, que por si só já condiciona o modo de rotura que se verificará [12].

Relativamente aos ensaios cíclicos, duas formas diferentes foram também encontradas. A distinção entre ambas passa pela realização, ou não, de ciclos de solicitação num ou nos dois sentidos perpendiculares ao plano do painel, Figura 2.5.

De entre os autores consultados, aqueles que exercem solicitações cíclicas ou monotónicas com cargas distribuídas, recorrem a um conjunto de airbags instalados numa estrutura de reação.

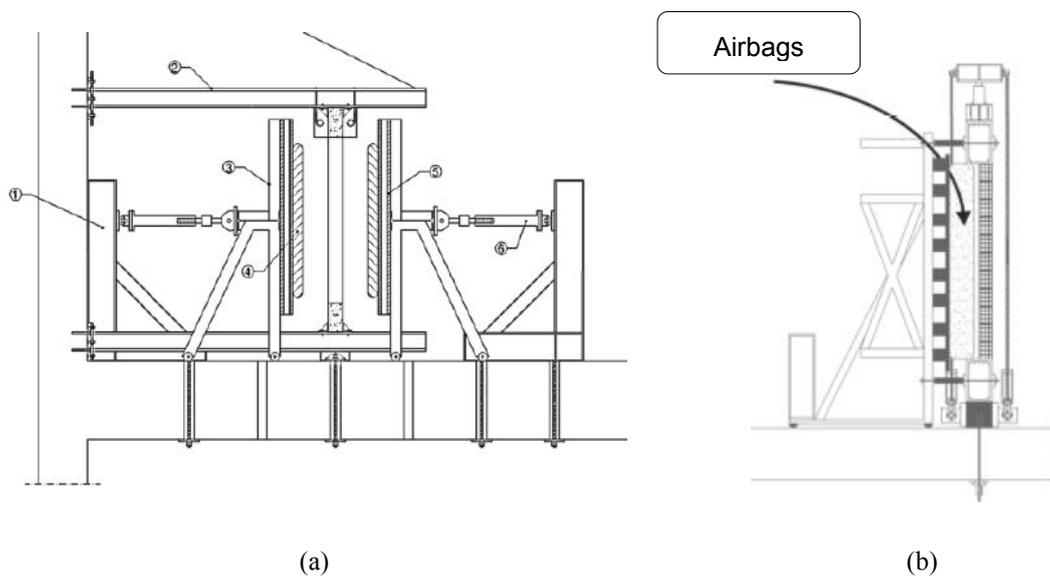


Figura 2.5. Representação esquemática do set-up do ensaio para fora-do-plano (a) realização de ciclos nas duas direções [23] (b) solicitação apenas numa direção [24].

2.4. COMPORTAMENTO PARA FORA-DO-PLANO

Como já referido, vários programas experimentais têm sido levados a cabo com o intuito de aumentar o conhecimento à cerca do comportamento das alvenarias de enchimento face a ações sísmicas em virtude dos danos que se têm registado aquando da ocorrência destes fenómenos. De modo a ilustrar os danos mais frequentes, apresenta-se um registo fotográfico na Figura 2.7 e Figura 2.7 correspondente a observações feitas no pós sismos em L'Áquila, Lorca e no Nepal.



(a)



(b)

Figura 2.6 Colapso para fora-do-plano após (a) um sismo em L'Áquila [25] (b) um sismo em Lorca [19]

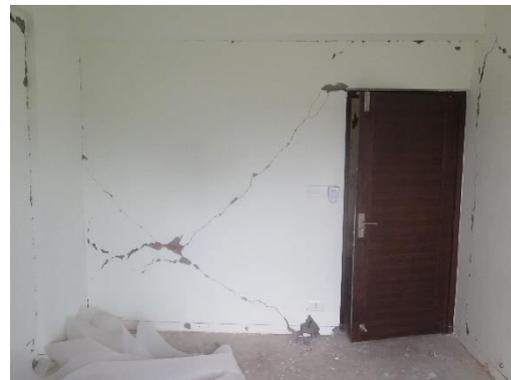


Figura 2.7 Danos nos painéis de alvenaria resultantes da ocorrência de um sismo no Nepal [Fotografias de Furtado [26] e Rodrigues [27]].

Este tipo de painel de alvenaria de enchimento não reforçada é frequentemente encontrado em edifícios porticados, de betão armado ou metálicos [28].

Para ir de encontro ao ponto anterior, os estudos têm sido realizados recorrendo à construção de provetes à escala real ou reduzida inseridos em pórticos de betão armado ou metálicos.

A construção dos painéis referidos, embora realizada por processos construtivos análogos, recorrem frequentemente a diferentes tipologias de unidades de alvenaria e de diferentes materiais consoante a localização geográfica em que o estudo é realizado. Para além destas variáveis, surgem ainda outras tais como condições de apoio, dano no plano do painel, tipo de ensaio levado a cabo, existência de aberturas, confinamento do painel, entre outras.

Existem também estudos que instalam soluções de reforço nas alvenarias de modo a encontrar uma solução que minimize ou retarde os danos. Os reforços mais estudados passam pela colocação de armaduras nas juntas horizontais de argamassa ou a utilização de um reboco armado. Estes painéis reforçados vêm assim aumentada a sua capacidade de dissipação de energia, rigidez e resistência, pelo que apresentam um melhor comportamento a ações para fora-do-plano.

Podem também ser concebidas ligações adicionais para estabelecer a ligação pórtico/alvenaria que implicam vantagens na resposta global do conjunto embora o dano no pórtico possa sofrer alterações.

Na presente seção apenas se terão em conta estudos realizados para fora-do-plano ou que tenham sido previamente submetidos a ensaios no plano do painel.

Nos trabalhos de Pereira [1], Pereira [29] e Oliveira [30], e caso pretendido, é possível encontrar uma breve síntese de ensaios executados apenas no plano ou que recorram a mesas sísmicas

2.4.1. SÍNTESE DE CAMPANHAS EXPERIMENTAIS

De modo a identificar numa primeira fase as diferenças entre ensaios levados a cabo por diversos autores, é apresentada a Tabela 2.1. Nesta é identificado o número de provetes ensaiados por cada autor, assim como dimensões destes e das unidades de alvenaria utilizadas, tipo de ensaios realizados entre outras características inerentes aos painéis de alvenaria.

Posteriormente a esta apresentação, uma listagem das principais conclusões tiradas pelos autores indicados é citada.

Tabela 2.1. Síntese dos ensaios realizados por diversos autores.

Autores	Número de Provetes	Escala	Pórtico	Alvenaria	Dimensões das unidades [l×h×t] [cm]	Dimensão do Painel [m×m]	Soluções de Reforço	Ensaio no plano	Ensaio Fora-do-Plano	Esforço Axial [kN]
Dawe e Seah [31]	9	Real	Metálico	Blocos de betão (v)	$39 \times 19 \times 9$ $39 \times 19 \times 14$ $39 \times 19 \times 19$	$3,6 \times 2,8$	Sim JAA, NR	(NA)	Monotónico	Não
Griffith <i>et al.</i> [32]	8	Real	(*)	Tijolo (h)	$23 \times 7,6 \times 11$	$4,0 \times 2,5$	Não	(NA)	Cíclico (2)	Sim 0; 50; 100
Angel <i>et al.</i> [33]	8	Real	Betão Armado	Blocos de betão e Tijolo	(*)	(*)	(*)	Monotónico	Monotónico	Sim
Flanagan e Bennett [34]	9	Real	Metálico	Tijolos	(*)	$2,24 \times 2,24$	Não	Cíclico	Cíclico / Monotónico	Não
Calvi <i>et al.</i> [35]	10	Real	Betão Armado	Tijolo (h)	$24,5 \times (*) \times 11,5$	$4,2 \times 2,75$	Sim JAA, NR, RA	Cíclico	Monotónico	Sim
Komaraneni [36]	3	1:2	Betão Armado	Tijolo	$12,02 \times 5,95 \times 3,66$	$\sim 2,50 \times \sim 1,30$	Não	Cíclico	Mesa sísmica	Não
Morandi <i>et al.</i> [37]	5	Real	Betão Armado	Tijolos	$35 \times 24 \times 23,5$	$4,22 \times 2,95$	Não	Cíclico	(*)	Sim 400

Manuel Pereira [1]	8	Real	Betão Armado	Tijolo (v)	30 × 20 × 15	3,50 × 1,70	<u>Sim</u> JAA, RA, NR, GLP	Cíclico	Cíclico (2)	Não
Furtado <i>et al.</i> [38]	3	Real	Betão Armado	Tijolo (v)	30 × 20 × 15	4,20 × 2,30	Não	(NA) / Cíclico	Monotónico / Cíclico	<u>Sim</u> 0, 300

(v) Furação Vertical; (h) Furação Horizontal; (NA) Não Aplicável, (*) Não identificado (2) Foram aplicados descolamentos nos dois sentidos

(JAA) Junta de assentamento armada (NR) Não reforçada (RA) Reboco armado (GLP) Grampos de ligação entre panos de alvenaria (paredes duplas)

2.4.2. PRINCIPAIS OBSERVAÇÕES RETIRADAS APÓS AS CAMPANHAS EXPERIMENTAIS REALIZADAS

Dawe and Seah [31] realizaram a sua campanha experimental sobre nove painéis à escala real, contruídos com recurso a bloco de betão. As dimensões dos painéis podem ser consultadas na Tabela 2.1. Os painéis foram contruídos de modo a estudar diferentes condições de apoio e soluções de reforço, sobre os quais foram realizados ensaios para fora-do-plano recorrendo para tal à injeção de ar num conjunto de airbags exercendo reação numa estrutura construída para essa finalidade. Relativamente aos nove provetes considerados, apresenta-se a sua descrição na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 Descrição dos provetes de Dawe e Seah (adaptado de [1]).

Provete	Espessura [cm]	Junta	Condições de Apoio
WE1	19	Armada	Livre
WE2	19	Normal	Livre
WE3	19	Seca	Livre
WE4	14	Normal	Livre
WE5	9	Normal	Impedido verticalmente
WE6	19	Normal	Impedido verticalmente
WE7	19	Armada	Impedido verticalmente
WE8	14	Normal	Impedido nas quatro direções
WE9	19	Normal	Impedido nas quatro direções

Salienta-se a existência de uma abertura central no painel WE9 e a existência de um intervalo de 20 mm no painel WE6 entre a viga superior e o painel.

Finda a campanha experimental, a análise dos resultados permitiu ao autor constatar os seguintes factos [1, 30, 31]:

- i. A colocação de armadura nas juntas provoca um aumento de ductilidade, relativamente ao comportamento para fora-do-plano do painel, conduzindo a que a fissuração se iniciasse para valores superiores da carga transmitida face aos painéis não reforçados. Tal acontece devido à instalação de uma maior carga nas juntas de argamassa devido à presença de armadura;
- ii. O efeito de arco é favorecido aumentando a espessura do painel obtendo-se cargas de rotura superiores comparativamente com painéis de espessuras inferiores. Porém, caso se aumentem as dimensões do painel aquele efeito positivo do aumento da espessura rapidamente é anulado.
- iii. A presença da pequena abertura central não conduziu a significativas alterações no desenvolvimento do efeito de arco.

Griffith et al [32] realizou ensaios para fora-do-plano sobre oito painéis contruídos à escala real. Estes painéis foram contruídos recorrendo a tijolos cerâmicos de furação horizontal separados por juntas de argamassa. Os ensaios levados a cabo consistiram na realização de um carregamento cíclico através de

um sistema de airbags. Para além da informação disponível na Tabela 2.1, apresentam-se na Tabela 2.3 informação indexada a cada painel.

Tabela 2.3 Descrição dos provetes de Griffith *et al* (adaptado de [1]).

Provete	Condições de Apoio			Compressão Vertical [kPa]	Abertura
	Inferior	Lateral	Superior		
1	Apoiado	Fixo	Apoiado	100	Não aplicável
2	Apoiado	Fixo	Apoiado	0	Não aplicável
3	Apoiado	Fixo	Apoiado	100	Lateral
4	Apoiado	Fixo	Apoiado	50	Lateral
5	Apoiado	Fixo	Apoiado	0	Lateral
6	Apoiado	Fixo	Livre	Não aplicável	Lateral
7	Apoiado	Fixo	Apoiado	100	Central
8	Apoiado	Fixo	Apoiado	0	Central

Da realização dos ensaios, os autores chegaram às seguintes conclusões [1, 30, 32]:

- i. O efeito da compressão vertical é favorável para a capacidade resistente dos painéis para fora do seu plano;
- ii. Ao longo dos ciclos de solicitação, o painel experimental uma degradação da sua rigidez e consequentemente da sua resistência;
- iii. O painel de alvenaria de enchimento pode experimentar deslocamentos para fora-do-plano da mesma ordem de grandeza da sua espessura;

Angel *et al* [33] levou a cabo uma campanha experimental sobre painel de alvenaria de blocos de betão e tijolo cerâmico. A realização de ensaios para fora-do-plano apenas foram realizados após a execução de ensaios no plano dos painéis, ambos realizados de forma monotónica com o recurso a um sistema de airbags.

As conclusões que foram passíveis de ser identificadas desta campanha experimental passam por [1, 30, 33]:

- i. A rigidez no plano é significativamente alterada após o surgimento da primeira fissura;
- ii. Existe uma relação de dependência entre a tensão de corte da alvenaria e as juntas de argamassa;
- iii. O padrão de fissuração relativo ao ensaio para fora-do-plano caracterização essencialmente por uma fissuração diagonal em direção aos cantos do painel;
- iv. A espessura do painel de alvenaria de enchimento influencia a sua resistência para fora-do-plano;
- v. A existência de forças verticais de compressão aumenta ligeiramente a rigidez do painel de alvenaria, porém a sua resistência para ações perpendiculares ao painel é similar;

Flanagan e Bennett [34] desenvolveu o seu estudo à volta de nove provetes à escala real. Foram realizados dois tipos de ensaio sendo estes no plano e para fora-do-plano. Nem todos os painéis foram submetidos aos dois ensaios, sendo que uns foram sujeitos a ensaios apenas no plano, outros só para fora-do-plano e alguns foram submetidos a ambos os ensaios. Para além da informação disponível na Tabela 2.1, apresenta-se na Tabela 2.4 os ensaios a que cada provete foi submetido.

Tabela 2.4 Provetes e Ensaios realizados por Flanagan e Bennett (adaptado de [1]).

Provete	Sequência dos Ensaios
2	Carga no Plano
25	Carga Fora-do-Plano
18	Carga Fora-do-Plano
22	Carga Fora-do-Plano
19	Plano e Fora-do-Plano
20	Fora-do-Plano e Plano
23	Combinada
11	Drift para fora-do-plano e no plano
13	Drift para fora-do-plano e no plano

Na sequência do tratamento dos dados recolhidos durante a realização destes ensaios, constatou [1, 30, 34]:

- i. A realização de ensaios no plano implica que o dano se comece a instalar nas interfaces de argamassa entre o pórtico e o painel de alvenaria de enchimento;
- ii. Um aumento na exigência do comportamento para fora-do-plano do painel acarreta uma diminuição da rigidez do painel no seu plano;
- iii. Os painéis de alvenaria danificados no seu plano apresentam deformações superiores para fora-do-plano relativamente àqueles que não se encontravam danificados;

Outro autor que se debruçou sobre o estudo do comportamento dos painéis de alvenaria de enchimento foi Calvi *et al* [35]. Recorrendo a tijolos cerâmicos de furação horizontal, foram construídos dez modelos à escala real para serem ensaiados. Foram conduzidos ensaios cíclicos no plano de forma a dotar o painel de algum dano e posteriormente realizados ensaios monotónicos para fora-do-plano. De modo a tentar perceber de que modo, no futuro, se poderão minimizar os danos ocorridos aquando de fenómenos sísmicos, foram consideradas soluções de reforço nos painéis construídos. De modo a complementar a informação disponível na Tabela 2.5 expõe-se informação adicional, relativa ao tipo de reforço considerado em cada painel de alvenaria.

Tabela 2.5 Soluções de reforço consideradas por Calvi *et al* (adaptado de [1]).

Provete	Solução de Reforço
2	Sem reforço
3	Varões de aço nas juntas horizontais
4	Treliça de aço nas juntas horizontais
5	Malha de aço no reboco
6	Sem reforço
7	Varões de aço nas juntas horizontais
8	Treliça de aço nas juntas horizontais
9	Malha de aço no reboco
10	Sem reforço
11	Treliça de aço nas juntas horizontais

O tratamento dos resultados permitiu retirar algumas elações sendo estas apresentadas aqui [1, 30, 35]:

- i. Pórticos preenchidos com painéis de alvenaria de enchimento apresentam uma rigidez inicial superior comparativamente ao pórtico modelo sem painel de alvenaria;
- ii. A adoção de soluções de reforço em nada contribui para um aumento da rigidez do sistema;
- iii. A imposição de *drifts* superiores no plano do painel vai aproximando o comportamento observado do comportamento do pórtico sem preenchimento;
- iv. Todas as soluções de reforço contribuem para uma redução do dano observado nos painéis e permitem atenuar a degradação da resistência do painel;
- v. A utilização de varões de aço ou de treliças nas juntas horizontais da argamassa, não conduz a resultados diferentes;
- vi. O reboco com malha de aço proporciona um melhoramento em termos de rigidez, capacidade de dissipação de energia e resistência do painel;
- vii. O comportamento do painel para fora-do-plano foi positivamente melhorado pela adoção de soluções de reforço;

Komaraneni [36] recorreu a três modelos produzidos à escala 1:2 para também ele contribuir para o conhecimento dos painéis de alvenaria. Levando a cabo ensaios cíclicos no plano do painel, dotando-o nesta primeira fase de algum dano, os painéis eram posteriormente submetidos a solicitações para fora-do-plano. Os três modelos tinham no geral dimensões similares, porém num deles foi criada uma divisão em quatro quadrantes face ao painel global, recorrendo para tal a um lintel e um pilarete. Esta subdivisão tinha a si ligada a ideia de melhorar o comportamento do sistema estrutural. Os resultados obtidos permitiram-lhe constatar alguns aspetos que aqui se apresentam [1, 30, 36]:

- i. O modelo em que foi criada a subdivisão apresentou um melhor comportamento tanto no plano quer para fora-do-plano, uma vez que foi possível reduzir a deformada para fora-do-plano do painel assim como retardou o início da fendilhação;
- ii. O colapso para fora-do-plano não é só consequência das forças de inércia, mas também devido a uma excessiva deformação do painel para fora-do-plano;

- iii. Dado que dois modelos simulavam pórticos esbeltos, nestes as forças de inércia não se apresentaram constantes em altura ao contrário do que acontecia no pórtico robusto;

Pereira [1] antes de solicitar o painel para fora do para instalou dano no plano do painel através da realização de ensaios cíclicos no plano até atingir um *drift* de 0,50%. Foram construídos oito painéis à escala real, sendo que havia quatro grupos principais de painéis. Cada grupo era constituído por dois painéis, e cada grupo pretendia avaliar diferentes soluções de reforço adotadas na construção dos painéis em questão. Para além do grupo em que não existia qualquer tipo de reforço nos painéis, apelidado de grupo de referência, cada um dos restantes três grupos era caracterizado pela existência de armadura disposta nas juntas horizontais de argamassa, malha metálica embebida no reboco da alvenaria ou apenas pela simples existência de alvenaria rebocada de pano duplo.

Dos resultados laboratoriais Pereira [1], assinalou algumas conclusões importantes que importa referir relativamente aos ensaios no plano:

- i. É possível relacionar o surgimento do dano no painel com a curva de capacidade deste, verificando que o comportamento não linear do painel surge devido ao esmagamento das interfaces entre o pórtico e o painel de alvenaria;
- ii. A interface superior entre o pórtico e a alvenaria foi a que apresenta menor capacidade resistente. Este facto surge do deficiente preenchimento com argamassa do espaço entre a última fiada de tijolos e a viga do pórtico;
- iii. O painel de alvenaria simples é aquele em que se verifica a menor capacidade resistente, rigidez, mas maior ductilidade;
- iv. A presença de reboco nas alvenarias implicou um forte crescimento da capacidade resistente dos painéis e da sua rigidez;
- v. Em termos de energia dissipada, a solução que apresenta um melhor comportamento é a alvenaria com armadura nas juntas horizontais de argamassa;
- vi. Em termos de resistência no plano, as armaduras não acarretam qualquer ganho significativo, uma vez que neste tipo de ensaios os esforços mais importantes são de corte;

Em relação aos ensaios para fora-do-plano, o autor constatou que [1]:

- i. As maiores capacidades resistentes foram verificadas para as alvenarias rebocadas e para as que disponham de armadura nas juntas horizontais; enquanto que o painel de referência se encontra na situação inversa;
- ii. Em função da maior menor rigidez das interfaces de ligação, identificaram-se dois comportamentos distintos após observação dos painéis no final do ensaio. O primeiro corresponde a um comportamento do tipo laje em consola e o segundo do tipo de laje apoiada nos quatro bordos;
- iii. A utilização de grampos de ligação entre os panos da alvenaria dupla permitiu duplicar a capacidade resistente comparativamente à solução em que os grampos não eram utilizados;

Furtado *et al* [38] recorreram a tijolos cerâmicos para construir três modelos à escala real, que seriam incorporados num pórtico de betão armado. Os autores pretendiam, para além de estudar a influência da existência do dano no plano no comportamento do painel para fora-do-plano, averiguar a influencia de cargas verticais os pilares no comportamento referido.

Assim, apresenta-se na Tabela 2.6 os ensaios realizados sobre cada provete.

Tabela 2.6 Tipo de Ensaio realizado por Furtado *et al.*

Painel	Ensaio Realizado	Esforço Axial [kN]
INF 01	Monotónico para fora-do-plano	300
INF 02	Cíclico para fora-do-plano	0
INF 03	Cíclico no plano e para fora-do-plano	Plano: 300 Fora-do-plano: 0

Os resultados obtidos possibilitaram constatar que [38]:

- i. Para os painéis sem dano prévio no plano a resistência era cerca de quatro vezes superior comparativamente com a INF 03;
- ii. A introdução de dano no painel conduziu a uma alteração significativa, menos 30%, na rigidez inicial do painel;
- iii. Os painéis que não possuíam dano prévio no plano, apresentaram uma degradação da força máxima bastante acentuada a partir do momento em que ocorria a rotura do painel;

2.5. COMENTÁRIOS FINAIS

Dada o grande número de variáveis intervenientes no processo, só a realização de campanhas de ensaios bastante completas possibilitará contribuir para perceber a verdadeira influência de cada variável. Embora até ao momento se tenham realizado um número considerável de ensaios, estes ainda parecem insuficientes, uma vez que as formas de construir são diferentes para diferentes localizações geográficas.

Não obstante o referido no parágrafo anterior, há já elações que resultam destes ensaios. Destas importa referir que a adoção de soluções de reforço atua favoravelmente na minimização do dano dos painéis, retardando a sua rotura. O facto de a ação sísmica atuar em todas as direções, a instalação de dano no plano do painel influencia negativamente a resistência do painel para fora-do-plano.

3

CARACTERIZAÇÃO DO PÓRTICO, PAINÉIS E PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS

3.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo tem como principal objetivo agrupar dados relativos à caracterização material dos elementos utilizados na construção dos painéis de alvenaria de enchimento e do pórtico de betão armado construído no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural – LESE, onde os primeiros estavam inseridos. Tendo esta informação resumida e agrupada num único capítulo, em estudos posteriores aos desenvolvidos no decorrer deste trabalho, tornar-se-á mais fácil perceber se comparações diretas são passíveis de ser realizadas face às inúmeras variáveis que estes estudos apresentam. Exemplo dessas variáveis são as dimensões e condições fronteiras do painel, materiais utilizados, método de ensaio, entre outras.

O capítulo desenrola-se em torno de três subcapítulos principais. Enquanto que no primeiro é apresentada uma descrição do pórtico de betão de armado, no segundo faz-se uma descrição dos painéis de alvenaria em termos de dimensões, materiais utilizados e processo construtivo. No terceiro, são referidos os ensaios e respetivas normas a que foram submetidos provetes respeitantes a cada material, por forma a determinar as propriedades associadas a cada material, também elas apresentadas neste subcapítulo.

No fim são apresentadas algumas conclusões que surgem na sequência desta caracterização material.

3.2. CARACTERIZAÇÃO E DIMENSÕES DO PÓRTICO DE BETÃO ARMADO

A campanha experimental realizada assentou no estudo do comportamento para fora-do-plano de painéis de alvenaria de enchimento, encontrando-se estes painéis de enchimentos incorporados num pórtico de betão armado. De modo a que este representasse a solução mais comum no nosso país, foi conduzido um estudo estatístico durante os últimos anos, [39], na recolha das características gerais de mais de 120 edifícios de Portugal Continental onde foram analisados 500 elementos de betão armado e 1500 paredes de enchimento. Este estudo materializou-se no dimensionamento dos pilares, vigas e solução de armaduras para o pórtico a construir. As vigas e pilares com dimensões $0,30 \times 0,50 \text{ m}$ e $0,30 \times 0,30 \text{ m}$, respetivamente foram realizados com recurso a um betão de classe C20/25 e para as armaduras utilizou-se um aço da classe A500. A solução de armaduras ordinárias nos pilares consistiu na adoção de 4Ø16 dispostos nos cantos. Nas vigas, duas disposições diferentes foram utilizadas, uma para o meio vão e

outra para os encontros. A meio vão adotaram-se 5 \varnothing 16 na face inferior e 2 \varnothing 10 na face superior, enquanto que nos encontros se dispuseram 2 \varnothing 16 e 5 \varnothing 16 nas faces inferior e superior, respetivamente.

A cintagem dos dois tipos de elementos, pilares e vigas, era realizada através \varnothing 6//0,15 e \varnothing 6//0,20 respetivamente.

Nos cantos colocou-se ainda uma armadura de amarração prolongada 0,80 m tanto na viga como no pilar. Na Figura 3.1 encontra-se um esquema representativo da solução de armaduras adotada, assim como as dimensões dos elementos de betão armado que constituem o pórtico.

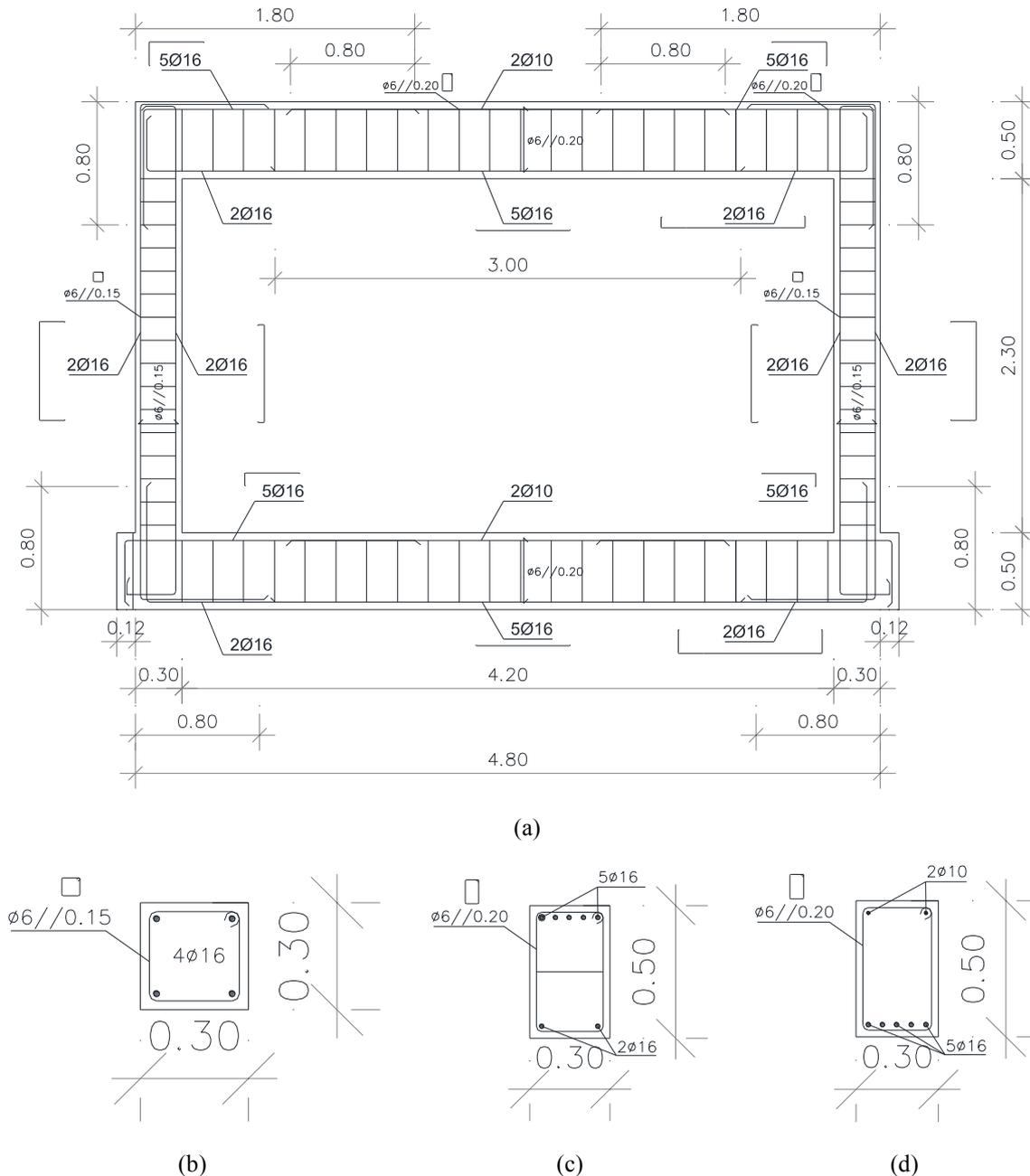


Figura 3.1. Dimensões do pórtico de betão armado e respetiva solução de armaduras (a) esquema global (b) pilar (c) viga (apoio) (d) viga (meio vão).

3.3. CARACTERIZAÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

Uma vez que se pretende aferir o comportamento de painéis de alvenaria de enchimento para diferentes condições de apoio, durante esta dissertação foram construídos dois painéis de alvenaria de enchimento recorrendo ao mesmo tipo de tijolo cerâmico, e argamassa de assentamento havendo apenas alteração nas condições fronteira/ assentamento dos painéis face ao pórtico de betão armado.

Os painéis de alvenaria de enchimento de dimensões $4,20 \times 2,30 \text{ m}$ e espessura $0,15 \text{ m}$, foram materializados com um único pano de tijolos de argila de dimensões $0,30 \times 0,20 \times 0,15 \text{ m}$ de furação horizontal, como frequentemente utilizados nas construções no sul da Europa.



Figura 3.2. Tijolo cerâmico de dimensões $0,30 \times 0,20 \times 0,15 \text{ m}$ da *PRECERAM*.

O processo construtivo dos painéis consistiu na elaboração de fiadas horizontais sucessivas separadas por juntas de argamassa. A sua construção começou a partir de um dos pilares sendo que neste primeiro tijolo é colocada argamassa, nas faces de assentamento e vertical de encosto ao pilar, para posteriormente ser pressionado contra o pilar e a viga. As unidades seguintes, foram dispostas de forma adjacente a este primeiro tijolo e pressionadas contra a viga e o tijolo anterior até se atingir o pilar na outra extremidade. Normalmente o último tijolo tem de ser cortado por forma a compatibilizar o espaço disponível entre o pilar e o tijolo anterior. Estando a primeira fiada completa, aplicou-se uma junta de argamassa na face superior desta, sobre a qual se assentou a fiada seguinte. A repetição destes passos possibilitou a materialização do painel. Porém a última fiada acarreta frequentemente dificuldades de execução uma vez que se torna necessário conciliar o espaço existente entre a fiada de tijolos imediatamente abaixo e a viga. É prática comum cortar os tijolos e preencher o espaço remanescente com argamassa. Normalmente, esta é colocada de forma pouco cuidada e deficiente, o que impossibilita uma correta aferição da interação que ocorrerá entre o elemento de betão armado e o painel de alvenaria.

De notar, que a ligação do painel de alvenaria ao pórtico de betão armado era apenas assegurada pelas juntas de argamassa não sendo considerada nenhum outro tipo de ligação adicional.

A argamassa utilizada enquadra-se na classe *M5* do tipo *Ciarga*, como apresentado na Figura 3.3. A realização de ensaios à compressão de amostras construídas aquando da construção da parede permitiu aferir as suas propriedades mecânicas.



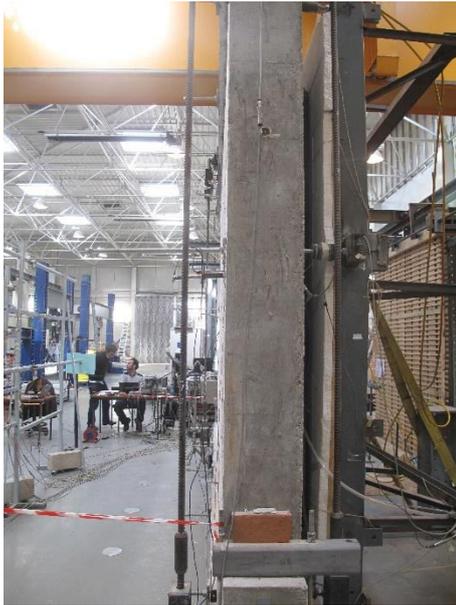
Figura 3.3. Argamassa *Ciarga* utilizada na construção dos painéis de alvenaria.

Chegados aqui, é conveniente realizar uma distinção dos painéis em termos das condições de apoio adotadas. De modo a dar sequência à designação iniciada em trabalhos anteriores pelo LESE, estes dois painéis são, para efeito deste trabalho, designados por INF 04 e INF 05.

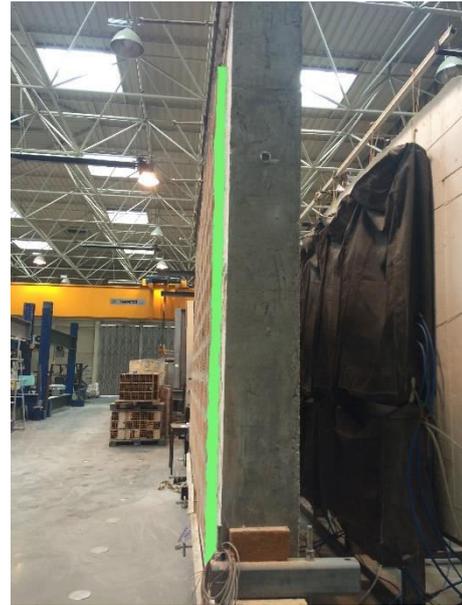
Iniciando-se tal descrição pelo painel INF 04, este foi construído de modo a que toda a espessura do pano de alvenaria se encontrasse apoiada na viga que lhe serve de suporte. Esta tipologia implica assim que as faces exteriores do painel de enchimento e dos elementos do pórtico estejam num mesmo alinhamento.

Uma solução que tem vindo a ser continuamente utilizada tendo em vista a correção de pontes térmicas nos edifícios passa por deslocar o pano de alvenaria para o exterior face à viga que lhe serve de suporte, em vez de o alinhar com a face desta. Geralmente este avanço para o exterior é no máximo igual a $1/3$ da espessura do painel de modo a que os restantes $2/3$ assegurem a estabilidade do mesmo. Com o intuito de retratar esta tipologia construtiva, surge assim o painel INF 05.

Na sequência do apresentado anteriormente, recorre-se à Figura 3.4 para expor as diferentes condições de apoio dos painéis INF 04 e INF 05. De modo a tornar a leitura mais fácil, recorreu-se a um editor de fotografias, Adobe Photoshop CS5 [40], para pintar, a verde, a saliência do painel de alvenaria INF 05 para fora-do-plano do pórtico.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.4. Registo fotográfico ilustrativo das diferentes condições de apoio dos painéis de alvenaria de enchimento (a) INF 04 (b) INF 05 (c) INF 04 (d) INF 05.

A apresentação de um perfil de um dos lados do pórtico, pode facilitar ainda mais a ideia que se pretende aqui transmitir. Recorre-se para esse fim aos esquemas produzidos e apresentados na Figura 3.5.



Figura 3.5. Corte do pórtico de betão armado e painel de alvenaria de enchimento (a) INF 04 (b) INF 05.

3.4. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS MATERIAIS CONSTRUTIVOS

De modo a apresentar uma caracterização de todos os elementos construtivos utilizados, realizou-se uma campanha de ensaios com o objetivo de determinar as principais características mecânicas de cada um desses elementos. Os resultados serão de seguida apresentados.

3.4.1. BETÃO

Relativamente à caracterização do betão, foram elaborados ensaios para determinar a sua resistência à compressão e o seu módulo de elasticidade. Foi realizado um ensaio, após 29 dias, em controlo de deslocamento a uma velocidade constante de $0,01 \text{ mm/s}$ baseado na norma EN 12390-3/2011 para determinar a resistência à compressão dos três provetes produzidos para o efeito aquando da betonagem do pórtico. A determinação do módulo de elasticidade foi feita em duas idades diferentes, aos 29 e 197 dias e recaiu sobre os restantes seis provetes construídos. Os provetes produzidos assumiam a forma cilíndrica com 15 mm de diâmetro e 290 mm de altura. Na Figura 3.6 são ilustradas algumas das etapas executadas para realizar esta caracterização enquanto que os resultados obtidos nos ensaios referidos constam na Tabela 3.1. Nesta tabela, são também apresentados o valor médio, desvio padrão e coeficiente de variação associados a cada ensaio realizado.

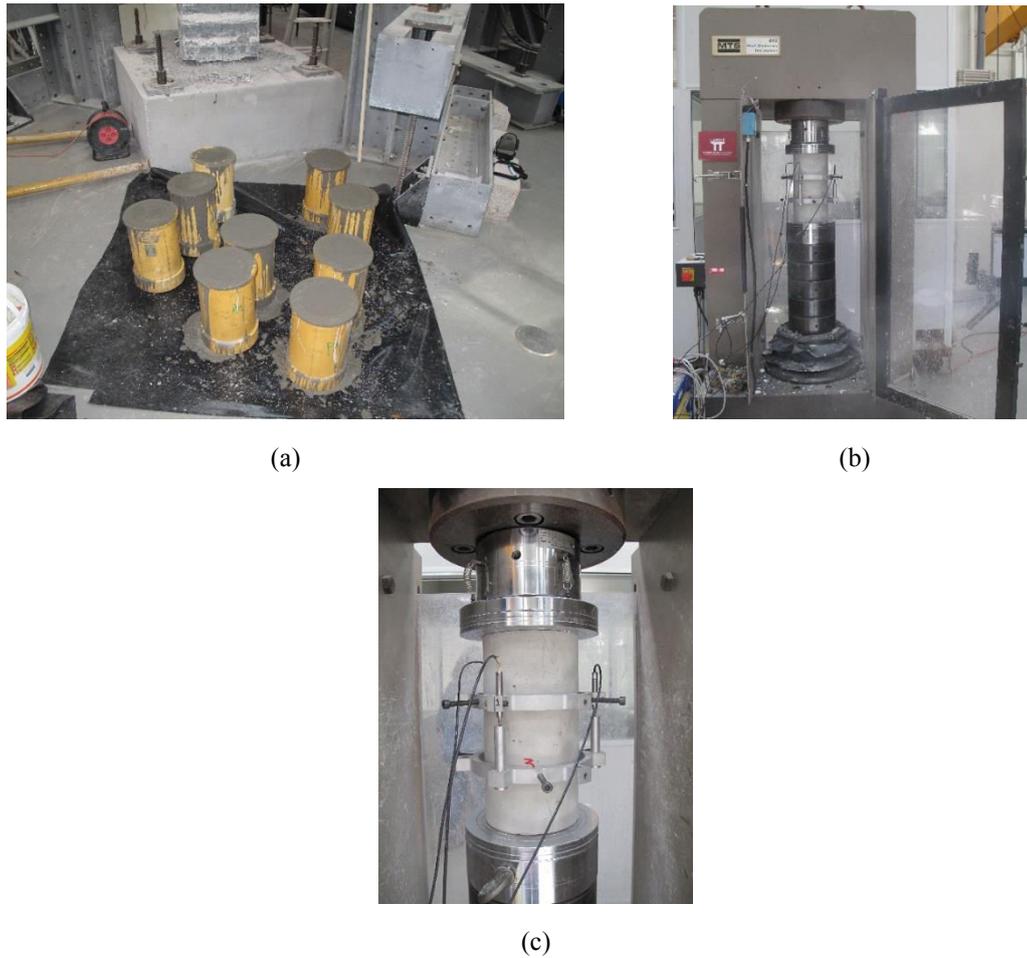


Figura 3.6. Caracterização das propriedades do betão (a) preparação dos provetes (b) e (c) determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade.

Tabela 3.1. Resultados das propriedades mecânicas dos provetes de betão.

Ensaio à Compressão (29 dias)				
Provete	$f_c [MPa]$	$f_{cm} [MPa]$	SD ^(a)	COV ^(b) (%)
Cil. 1	20,72			
Cil. 2	23,36	22,21	1,35	6,08
Cil. 3	22,55			
Determinação do Módulo de Elasticidade (29 dias)				
Provete	$E_{c,cil} [GPa]$	$E_{c,cil} [GPa]$	SD ^(a)	COV ^(b) (%)
Cil. 1	25,98			
Cil. 2	25,26	25,07	1,02	4,06
Cil. 3	23,97			

Determinação do Módulo de Elasticidade (197 dias)				
Provete	$E_{c,cil}$ [GPa]	$E_{c,cil}$ [GPa]	SD ^(a)	COV ^(b) (%)
Cil. 1	24,52			
Cil. 2	24,32	24,31	0,21	0,86
Cil. 3	24,10			

^(a) Desvio padrão ^(b) Coeficiente de variação

De acordo com o EC2, para a classe de betão utilizada deveríamos possuir valores na ordem dos 28 MPa para a tensão média à rotura por compressão e 30 GPa para o módulo de elasticidade secante do betão, aos 28 dias. Os ensaios elaborados evidenciam uma diferença na ordem dos 5 MPa para a tensão de compressão e 5 GPa para o módulo de elasticidade.

3.4.2. AÇO

A solução de armaduras utilizada implicou a utilização de varões de aço de três diâmetros diferentes, 6, 10 e 16 mm. A elaboração de ensaios sobre três provetes de cada um dos diâmetros referidos, Figura 3.7, possibilitou obter, para cada diâmetro, a respetiva tensão de cedência, tensão de rotura e módulo de elasticidade. Apresentam-se na Tabela 3.2 os resultados obtidos nos ensaios realizados segundo a norma EN ISO 6892-1:2012, juntamente com a respetiva média para cada propriedade avaliada de acordo com o diâmetro do provete.



(a)



(b)

Figura 3.7. Varões de aço (a) provetes considerados (b) ensaio para determinação das propriedades mecânicas.

Tabela 3.2. Resultados dos ensaios realizados sobre os provetes de aço.

Provete	f_y [MPa]	$f_{y,médio}$ [MPa]	f_u [MPa]	$f_{u,médio}$ [MPa]	E [GPa]	$E_{médio}$ [GPa]
Ø6 – V1	450,3		570,5		208,7	
Ø6 – V2	441,5	444,0	619,9	593,2	205,3	204,2
Ø6 – V3	440,3		589,1		198,5	
Ø10 – V1	586,3		680,8		207,1	
Ø10 – V2	619,7	598,8	721,5	698,2	214,0	209,7
Ø10 – V3	590,8		692,3		207,9	
Ø16 – V1	492,8		616,6		203,7	
Ø16 – V2	510,5	494,4	632,5	615,0	212,4	209,4
Ø16 – V3	479,8		595,9		212,2	

Os valores tabelados para um aço A500 correspondem a 500 MPa para a tensão de cedência à tração do aço e 195 a 205 GPa para o módulo de elasticidade. Os resultados obtidos foram bastante satisfatórios no que diz respeito ao módulo de elasticidade. No entanto, para a tensão de cedência os resultados, apresentam uma grande variação face ao que seria de esperar. Ao fim do ensaio verificou-se que o aço dos varões de diâmetro 6 mm apresentavam um comportamento distinto face aos varões de 10 e 16 mm. Este problema não está diretamente ligado ao laboratório, mas sim ao fornecedor de aço que pode ter respondido ao pedido com um aço não solicitado pelo LESE.

De forma a averiguar a proximidade dos resultados para cada propriedade em relação à sua média e a sua homogeneidade determinou-se o desvio padrão e o coeficiente de variação, valores estes que constam da Tabela 3.3.

Tabela 3.3. Dados estatísticos referentes aos resultados da tabela anterior.

Diâmetro analisado	f_y [MPa]		f_u [MPa]		E [GPa]	
	SD	COV	SD	COV	SD	COV
Ø6	5,46	0,012	24,95	0,042	5,19	0,025
Ø10	18,12	0,030	20,98	0,030	3,77	0,018
Ø16	15,41	0,031	18,35	0,030	4,97	0,024

Verifica-se assim uma grande variação dos resultados obtidos para cada diâmetro analisado em termos de tensão de cedência e tensão de rotura e valores bastante consistentes para o módulo de elasticidade.

3.4.3. TIJOLOS CERÂMICOS

Relativamente aos tijolos, de dimensões $30 \times 20 \times 15 \text{ cm}$, utilizados na construção do painel de alvenaria, de acordo com a ficha técnica disponibilizada pela *PRECERAM* [41], empresa fornecedora dos tijolos, apresentam uma resistência à compressão igual a superior a $1,7 \text{ MPa}$. Este valor não foi comprovado dada a não realização de ensaios com o intuito de avaliar a resistência à compressão do tipo de tijolo aqui indicado.

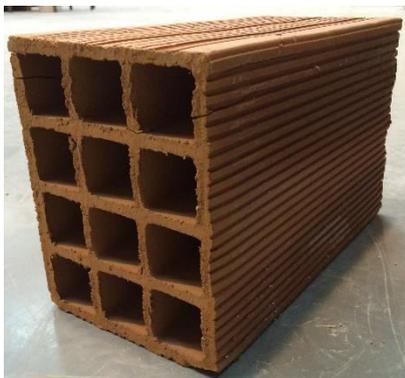


Figura 3.8. Tipo de Tijolo utilizado na construção do painel de alvenaria.

Porém, estudos levados a cabo por Manuel Pereira [29], podem fornecer uma ideia das variações que ocorrem tanto nas dimensões destas unidades de alvenaria tanto na sua resistência à compressão. Com esse intuito, foram realizadas medições em sete provetes que possibilitaram obter um valor médio relativo a cada uma das três dimensões do tijolo. Para cada dimensão foram efetuadas três leituras correspondentes às extremidades e meio da dimensão em análise. Posteriormente sobre estes provetes foram realizados ensaios de compressão de acordo com a norma portuguesa. Apresentam-se na Tabela 3.4 os resultados obtidos para as duas propriedades referidas neste ponto.

Tabela 3.4. Resultados das medições sobre tijolos de dimensão $30 \times 20 \times 15 \text{ cm}$ e respetiva resistência à compressão (adaptado de [29]).

Provete	Dimensões médias			Resistência à compressão [MPa]
	b [mm]	h [mm]	e [mm]	
1	295,0	194,2	148,8	4,77
2	293,0	195,0	148,1	3,30
3	291,2	191,8	148,8	3,63
4	290,0	192,1	147,9	5,54
5	295,0	192,5	148,5	3,47
6	289,9	191,8	148,1	4,08
7	295,6	193,4	150,0	3,83
Média	292,8	193,0	148,6	4,09

Os resultados aqui apresentados, permitem constatar uma grande regularidade em termos de dimensões de produção, mas a mesma regularidade não ocorre para a resistência de compressão, sendo possível verificar desvios em relação à média de 19 a 35%. Vinca-se que estes resultados, embora sendo realizados sobre unidades provenientes do mesmo fornecedor, contudo em alturas diferentes, podem não reproduzir os resultados que se obteriam caso se tivessem efetuado o mesmo tipo de leituras aquando da construção dos painéis estudados neste trabalho.

3.4.4. ARGAMASSAS

Para caracterização mecânica da argamassa, foram recolhidas amostras constituídas por três provetes aquando da construção dos painéis de alvenaria de enchimento INF 04 e INF 05. Para o primeiro foram recolhidas duas amostras, enquanto que para o segundo recolheram-se três amostras.

Cada um dos provetes foi inicialmente submetido a ensaios de flexão. Uma vez que a realização deste tipo de ensaios faz com que o provete inicial de dimensões $4 \times 4 \times 16$ cm fique dividido em duas metades, estas foram posteriormente ensaiadas à compressão. Os ensaios levados a cabo segundo as indicações presentes na norma NP EN 196-1 2006, permitiram assim definir a resistência à flexão e à compressão para cada uma das amostras como sendo a média aritmética de três e seis valores respetivamente.

A Figura 3.9 consiste num registo fotográfico relativo aos ensaios a que cada provete era submetido.



Figura 3.9. Registo fotográfico relativo aos ensaios realizados sobre os provetes de argamassa (a) provete submetido ao ensaio à flexão (b) provete submetido ao ensaio de compressão.

Apresentam-se de seguida e de forma individual, os resultados obtidos para as amostras correspondentes aos dois painéis de alvenaria em questão.

3.4.4.1. Argamassa INF 04

A Tabela 3.5 e Tabela 3.6 representam um resumo dos resultados provenientes dos ensaios em cima referidos, ensaios estes realizados 47 dias após a construção dos provetes.

Tabela 3.5. Resultados da caracterização dos provetes de argamassa INF 04: Ensaio à Flexão.

Ensaio à Flexão (47 dias)				
Provete	f_c [MPa]	f_{cm} [MPa]	SD [MPa]	COV (%)
1.a – INF04.1	5,58			
1.a – INF04.2	4,60	5,27	0,58	11,0
1.a – INF04.3	5,63			
2.a – INF04.1	4,26			
2.a – INF04.2	3,69	3,76	0,47	12,5
2.a – INF04.3	3,33			

Tabela 3.6. Resultados da caracterização dos provetes de argamassa INF 04: Ensaio à Compressão.

Ensaio à Compressão (47 dias)				
Amostra	f_c [MPa]	f_{cm} [MPa]	SD [MPa]	COV (%)
1.a – INF04.1.1	14,03			
1.a – INF04.1.2	13,23			
1.a – INF04.2.1	15,06	14,49	0,86	5,9
1.a – INF04.2.2	14,09			
1.a – INF04.3.1	15,01			
1.a – INF04.3.2	15,54			
2.a – INF04.1.1	10,26			
2.a – INF04.1.2	9,98			
2.a – INF04.2.1	9,89	9,32	0,95	10,2
2.a – INF04.2.2	9,52			
2.a – INF04.3.1	8,08			
2.a – INF04.3.2	8,18			

Face ao apresentado é possível identificar diferença significativa na resistência à compressão das duas amostras. O facto de esta característica mecânica ser fortemente influenciada pela água adicionada na preparação da argamassa pode explicar a variação registada.

3.4.4.2. Argamassa INF 05

A Tabela 3.7 e Tabela 3.8 sintetiza a informação proveniente dos ensaios efetuados 51 dias após terem sido construídos os provetes.

Tabela 3.7. Resultados da caracterização dos provetes de argamassa INF 05: Ensaio à Flexão.

Ensaio à Flexão (51 dias)				
Provete	f_c [MPa]	f_{cm} [MPa]	SD [MPa]	COV (%)
1.a – INF05.1	1,77			
1.a – INF05.2	1,77	1,77	0,00	0,17
1.a – INF05.3	1,77			
2.a – INF05.1	1,64			
2.a – INF05.2	1,54	1,61	0,06	3,65
2.a – INF05.3	1,64			
3.a – INF05.1	1,94			
3.a – INF05.2	2,07	1,99	0,11	5,74

Tabela 3.8. Resultados da caracterização dos provetes de argamassa INF 05: Ensaio à Compressão.

Ensaio à Compressão (51 dias)				
Amostra	f_c [MPa]	f_{cm} [MPa]	SD [MPa]	COV (%)
1.a – INF05.1.1	4,56			
1.a – INF05.1.2	4,60			
1.a – INF05.2.1	4,43			
1.a – INF05.2.2	4,29	4,36	0,20	4,70
1.a – INF05.3.1	4,21			
1.a – INF05.3.2	4,07			
2.a – INF05.1.1	4,67			
2.a – INF05.1.2	4,41			
2.a – INF05.2.1	4,45			
2.a – INF05.2.2	4,06	4,38	0,30	5,80
2.a – INF05.3.1	4,60			
2.a – INF05.3.2	4,10			
3.a – INF05.1.1	4,53			
3.a – INF05.1.2	4,18			
3.a – INF05.2.1	4,70	4,60	0,40	8,70
3.a – INF05.2.2	5,15			

3.5. CONCLUSÕES

Da caracterização aqui apresentada, o material que contribuirá diretamente no comportamento para fora-do-plano dos painéis de alvenaria é a argamassa. Na sequência dos resultados obtidos, atesta-se a ideia de que a quantidade de água adicionada terá grande implicação na resistência mecânica da argamassa mesmo tendo sido utilizado o mesmo tipo e quantidade de ligante.

4

CAMPANHA EXPERIMENTAL DE ENSAIOS DE PAREDES DE ENCHIMENTO PARA FORA-DO SEU PLANO

4.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo surge da necessidade de sintetizar a informação proveniente da campanha experimental realizada durante esta dissertação. Esta campanha experimental foi efetuada tendo por base dois painéis de alvenaria de enchimento, INF 04 e INF 05, designação esta proveniente da continuação de ensaios já realizados anteriormente a este trabalho no Laboratório LESE.

A estruturação deste capítulo assenta em dois subcapítulos principais onde numa primeira fase se apresenta uma caracterização do sistema de ensaios (set-up e instrumentação) que permite a realização de ensaios de paredes de enchimento à escala real e numa segunda expor os resultados obtidos para cada um dos painéis referidos.

No primeiro subcapítulo é realizada uma descrição detalhada do pórtico de betão armado em que se instalaram os painéis de alvenaria de enchimento com vista na realização do ensaio. É também referida a respetiva instrumentação e lei de carga dos painéis.

O segundo subcapítulo diz respeito à solicitação para fora do plano de dois espécimes de alvenaria de enchimento, construído com tijolos de furação horizontal, inseridos num pórtico de betão armado com diferentes condições de apoio. Por fim são apresentados os resultados principais que se puderam observar através do tratamento da informação recolhida ao longo do ensaio, acompanhados de alguns comentários.

Os resultados aqui apresentados pretendem ajudar a perceber melhor o comportamento dos painéis de alvenaria de enchimento quando solicitados para fora-do-plano, assim como analisar a influência do esforço axial nos pilares na envolvente do painel no referido comportamento.

Por fim, são apresentadas algumas conclusões que já se podem aferir da análise dos resultados apresentados.

4.2. DESCRIÇÃO DO SET-UP EXPERIMENTAL

A realização do Ensaio para Fora-do-Plano, com vista na caracterização do comportamento da parede de alvenaria de enchimento à escala real a ações aplicadas perpendicularmente ao seu plano, consistiu na aplicação, em todo o painel, de uma força uniformemente distribuída por um conjunto de sete airbags,

que exerciam reação numa estrutura metálica autoequilibrada. Procurou-se deste modo que todo o painel contribuísse para a resposta à solicitação imposta pelos airbags, sendo esta aplicada de forma cíclica.

A estrutura de reação foi solidarizada através de barras metálicas dispostas ao longo de cinco alinhamentos verticais, aos quais se encontravam acoplados quatro alinhamentos horizontais que contribuíam para o aumento de rigidez do sistema em questão. A disposição de algumas barras com secções diferentes em relação ao eixo de simetria vertical da estrutura, fez com que no final esta estrutura de reação apresentasse alguma assimetria. De modo a equilibrar o peso do sistema metálico principal, tornou-se necessário colocar um perfil metálico, afastado do referido sistema, funcionando como um contrapeso, Figura 4.1.

Uma prancha de madeira foi fixada à estrutura de reação, com o intuito de ativar a reação pretendida e assim possibilitar a transmissão da pressão exercida pelo enchimento dos airbags. A integridade destes era salvaguardada pela existência de uma placa de poliestireno expandido entre o conjunto de airbags e a prancha de madeira, Figura 4.1.



Figura 4.1. Aspeto geral da estrutura metálica construída no Laboratório LESE para realização de ensaios para fora-do-plano de paredes de enchimento.

A ligação do conjunto atrás caracterizado com o pórtico de betão armado, no qual estava materializada a parede de alvenaria de enchimento, foi conseguida através da colocação de doze barras metálicas nos alinhamentos do eixo das vigas e dos pilares do pórtico, convenientemente fixadas quer no elemento de betão armado quer no metálico. Junto ao sistema metálico, a fixação materializava-se pela existência de um pequeno troço de um varão roscado, soldado nos alinhamentos verticais do sistema de reação, que permitia a instalação de células de carga, onde seriam ligadas posteriormente as barras que efetuavam a ligação pórtico-sistema de reação. A fixação à estrutura de betão armado implicou a execução de pequenos furos nos pilares e nas vigas para a passagem das barras de ligação, que após o posicionamento da estrutura de reação possibilitava a colocação de uma chapa metálica, de modo a uniformizar a distribuição da carga pontual e logo de seguida a colocação de porcas para finalizar a fixação, Figura 4.2.

A necessidade de perceber a interação entre o pórtico de betão armado e o sistema metálico, conduziu à instalação das referidas células de carga, permitindo estas uma monitorização contínua ao longo de todo o ensaio de todos os esforços desenvolvidos. Este tipo de sistema de ensaio é considerado

autoequilibrado uma vez que a estrutura de reação tira partido da rigidez do pórtico de betão armado para transmitir os esforços provenientes da aplicação da carga dos airbags no painel de enchimento. Trata-se de um conceito inovador procurando uma maior simplicidade da realização deste tipo de ensaios e que permite uma dupla monitorização dos esforços desenvolvidos nomeadamente através das células de carga e das válvulas de controlo da pressão do ar nos airbags.

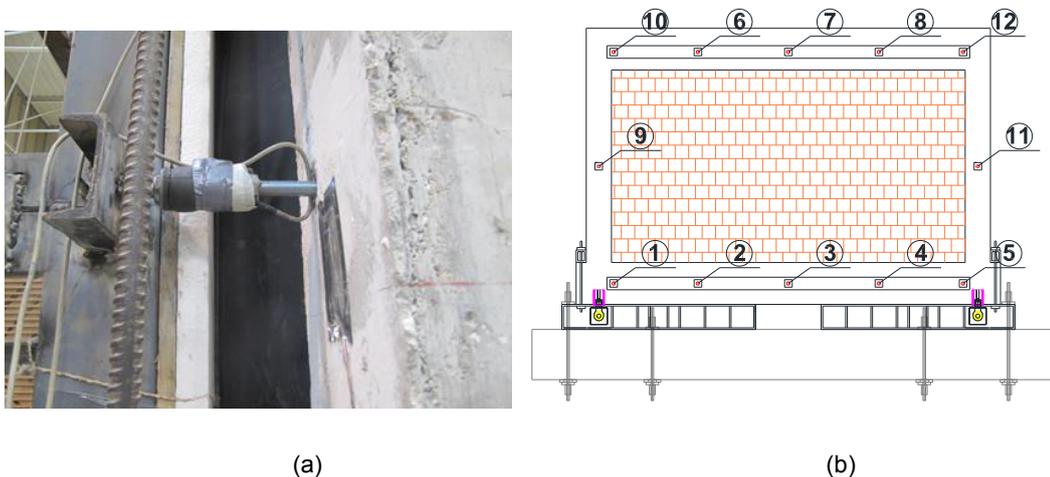
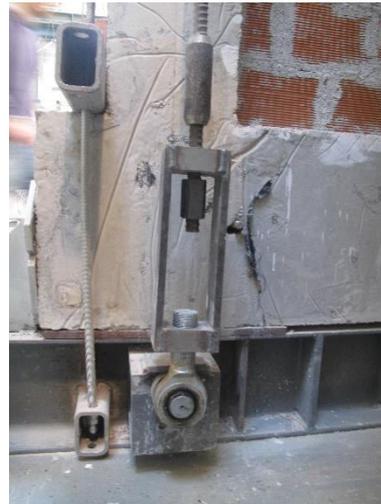


Figura 4.2. Ligação da Estrutura metálica ao Pórtico de betão Armado. (a) Pormenor da Célula de carga (b) Identificação da posição das células de carga utilizadas.

Como se pretendia aferir a influência do esforço axial nos pilares no comportamento para fora-do-plano da parede de alvenaria de enchimento, foi colocado um cilindro hidráulico em cada pilar. Na parte superior de cada cilindro hidráulico colocou-se um perfil metálico, ao qual se encontravam ligados dois *Dywidags* com 30 mm de diâmetro, ligação esta considerada rotulada. Na parte inferior, os *Dywidags* eram ligados, de forma rotulada, ao perfil metálico que servia de base do pórtico de betão armado, Figura 4.3. A injeção de óleo no cilindro hidráulico possibilitava que este exercesse reação no perfil metálico, sobre si colocado, tracionando os *Dywidags*. Assim, cada pilar ficava sujeito a um esforço de compressão, tanto maior quanto maior fosse o nível de pressão transmitido aos cilindros hidráulicos. De modo a controlar o esforço axial que se estava a aplicar a cada pilar, procedeu-se à colocação de duas células de carga entre o topo do pilar e o cilindro hidráulico. Assim, o registo contínuo efetuado por estas possibilitava verificar se os dois pilares estariam sujeitos a esforços na mesma ordem de grandeza.



(a)



(b)

Figura 4.3. Sistema de Aplicação do esforço axial nos pilares (a) Vista geral (b) Pormenor da ligação rotulada dos Dywidags.

O pórtico metálico encontrava-se apoiado em toda a sua base, num perfil metálico. A ligação entre estes dois elementos era efetuada através de ligações aparafusadas entre este perfil de base e um outro colocado superiormente à saliência existente na viga inferior do pórtico de betão armado, executada já com esse propósito, Figura 4.4. Quatro Dywidags, com 30 mm de diâmetro, asseguravam a fixação do perfil metálico de base à laje do laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural. Face ao exposto, considerou-se, relativamente às condições de apoio do pórtico de betão armado, que este se encontrava encastrado na fronteira inferior.



(a)



(b)

Figura 4.4. Condições de Apoio do Pórtico de Betão Armado (a) Vista geral (b) Pormenor da fixação entre laje-perfil metálico e pórtico.

A solicitação do painel de alvenaria de enchimento, foi conseguida através da manipulação computadorizada da pressão no interior dos airbags. Durante a realização do ensaio beneficiou-se de dois compressores, cada um ligado a um manómetro e a uma célula de pressão. O sinal elétrico enviado pelas células de pressão para o computador permitia assim definir a quantidade de ar que insuflava o sistema de airbags.

Com o intuito de sintetizar e agrupar toda a informação transmitida até este ponto, na Figura 4.5 identificam-se todos os elementos/ equipamentos necessários à realização do ensaio. através do recurso a três esquemas, um alçado, uma vista frontal e um corte.

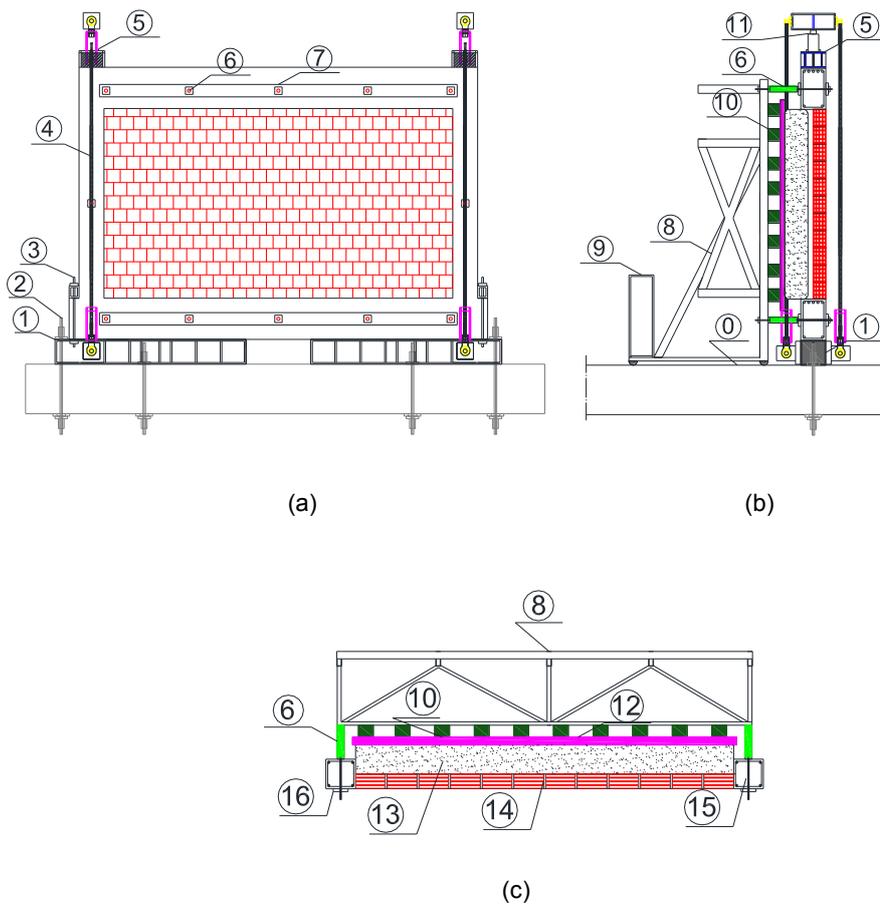


Figura 4.5. Elementos e Equipamentos presentes no Set-up do ensaio (a) Vista Frontal (b) Alçado (c) Corte 0. Laje 1. Perfil metálico de suporte 2. Dywidag de fixação entre o perfil metálico de suporte e a laje do LESE 3. Fixação do pórtico ao perfil metálico de suporte 4. Dywidag responsável pela aplicação do esforço axial nos pilares 5. Barras metálicas que estabelecem a ligação entre o pórtico de betão armado e o sistema reativo 7. Chapa de distribuição de carga 8. Sistema metálico de reação autoequilibrado 9. Contrapeso 10. Barras de madeira 11. Cilindro hidráulico 12. Prancha de madeira e Poliestireno Expandido 13. Airbags 14. Painel de alvenaria de enchimento 15. Pilar de betão armado 16. Placa metálica de distribuição de carga [38].

4.2.1. INSTRUMENTAÇÃO

De modo a caracterizar os deslocamentos e rotações do painel instalaram-se vinte e um transdutores de deslocamentos, sendo treze deles “linear variable displacement transducers” (LVDTs) e os restantes oito “draw wire transducers” (DWTs), como se ilustra na Figura 4.6 e Figura 4.8. Enquanto a utilização dos primeiros tinha como objetivo a avaliação de deslocamentos do painel de alvenaria de enchimento para fora-do-plano, a utilização do segundo grupo visava a avaliação de rotações do mesmo painel.

Os LVDTs foram distribuídos por três alinhamentos verticais principais e por dois secundários. Os alinhamentos verticais principais distam entre si $1,05\text{ m}$, correspondente a um quarto do comprimento do painel. Nestes alinhamentos, os LVDTs localizam-se a cada quarto da altura da parede, isto é, $0,575\text{ m}$. De modo a captar o melhor possível a deformação, em termos de deslocamentos, em torno do ponto central do painel, os alinhamentos verticais secundários distam 20 cm para ambos os lados face ao alinhamento principal central. Verticalmente, os LVDTs foram colocados de modo a distarem 20 cm em relação ao ponto central do painel.

Foram utilizados dois tipos de DWTs, sendo quatro de curso mais reduzido e quatro de curso mais amplo.

Relativamente ao painel INF 04, os primeiros foram colocados a meio das dimensões do painel de alvenaria, na interface pórtico/painel. Paralelamente aos primeiros, em direção ao interior do painel de alvenaria, colocou-se o segundo tipo de DWTs. Os DWTs localizados na interface pilar/painel estão afastados entre si $16,5\text{ cm}$ no lado esquerdo e 16 cm no lado direito, enquanto que os DWTs localizados na interface viga/painel distam 12 cm tanto inferior como superiormente.

Com o intuito de facilitar a percepção das localizações referidas, elaborou-se a Figura 4.6.

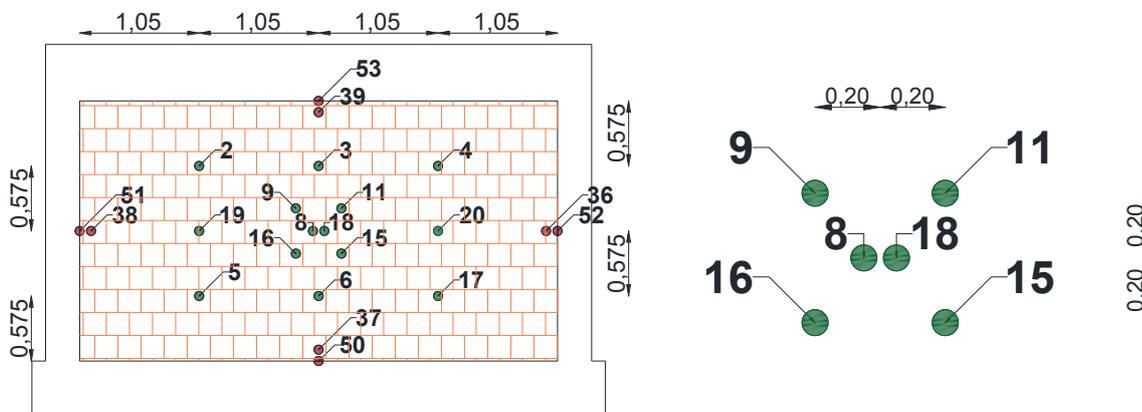


Figura 4.6. Localização e respetiva identificação dos transdutores de deslocamentos instalados no painel de alvenaria de enchimento INF 04, DWTs a vermelho e LVDTs a verde.

As células de carga utilizadas neste ensaio localizam-se nos pontos já referidos anteriormente, interessando só neste ponto, proceder à sua identificação. Com essa finalidade, apresenta-se a Figura 4.7.

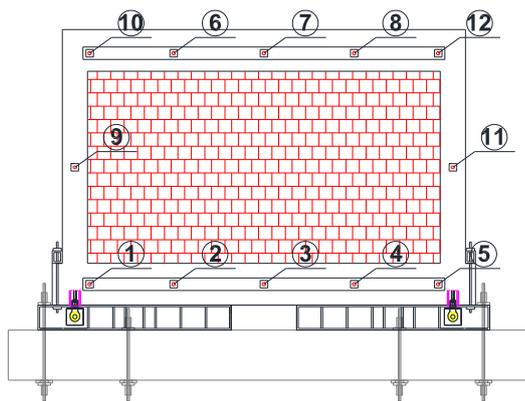


Figura 4.7. Identificação das células de carga utilizadas no ensaio do painel INF 04.

No que diz respeito ao painel INF 05, os DWTs foram colocados juntos aos cantos dos painéis de modo a monitorizar a rotação do painel. Foram então considerados dois alinhamentos horizontais, sobre os quais se dispuseram os DWTs. Estes foram colocados de modo a existir um pequeno afastamento entre os DWTs mais externos e a fronteira do painel mais próxima, e um afastamento ligeiramente superior entre o primeiro DWT e o que se encontra imediatamente à sua direita ou esquerda, consoante se esteja a analisar respetivamente o lado esquerdo ou direito do painel.

Analisando os transdutores instalados na parte superior do painel, estes distam entre si $12,5\text{ cm}$ no lado esquerdo e 12 cm no lado direito. Relativamente ao afastamento ao limite vertical do painel de alvenaria, este corresponde a $3,5\text{ cm}$ e 4 cm para o lado esquerdo e direito respetivamente. Na parte inferior do painel, os transdutores distam entre si $16,5\text{ cm}$ no lado esquerdo e 16 cm no lado direito. O afastamento ao bordo vertical do painel corresponde a 4 cm na esquerda do painel e 3 cm no lado oposto.

Em relação ao afastamento dos DWTs aos bordos horizontais do painel, estes correspondem a $11,5\text{ cm}$ para os transdutores colocados no lado esquerdo do painel, quer em cima como em baixo, e a 12 cm e $12,5\text{ cm}$ para os transdutores colocados nos cantos superior e inferior direitos respetivamente.

A localização dos transdutores pode ficar mais lúcida através da observação da Figura 4.8.

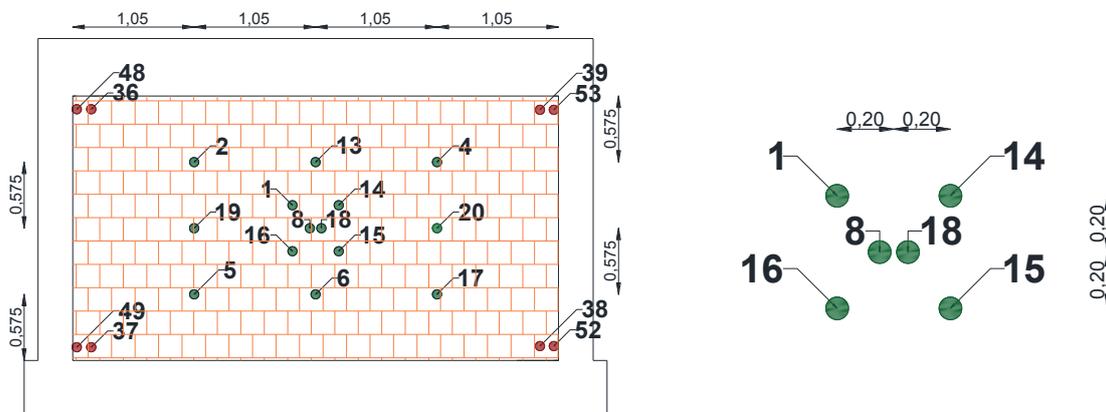


Figura 4.8. Localização e respetiva identificação dos transdutores de deslocamentos instalados no painel de alvenaria de enchimento INF 05, DWTs a vermelho e LVDTs a verde.

Uma vez que as células de carga no ensaio sobre o painel INF 05 não correspondem na totalidade às utilizadas no ensaio do painel INF 04, a sua identificação é realizada na Figura 4.9.

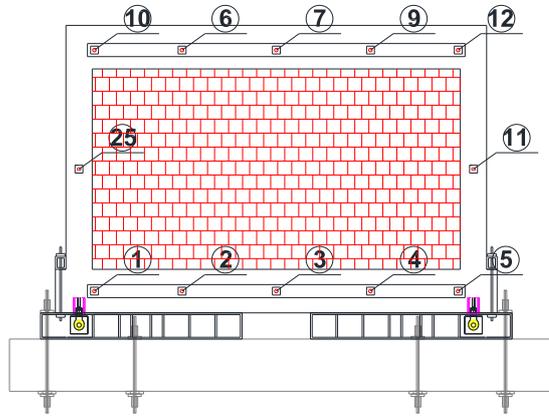


Figura 4.9. Identificação das células de carga utilizadas no ensaio do painel INF 05.

4.2.2. LEI DE CARGA

4.2.2.1. INF 04

Visando-se analisar a influência do esforço axial nos pilares na resposta para fora-do-plano do painel de alvenaria, através da comparação com resultados de ensaios já efetuados, a solicitação do painel só foi iniciada a partir da estabilização do esforço axial alvo. Na idealização do ensaio, o esforço axial alvo era 275 kN . Porém, devido à dificuldade de aplicar igualmente esse esforço aos dois pilares, o ensaio decorreu sob uma diferença na ordem dos 25 kN no esforço axial transmitido aos pilares, uma vez que no pilar esquerdo o esforço instalado foi aproximadamente 250 kN e no pilar direito 275 kN . A Figura 4.10 pretende evidenciar a evolução do esforço axial transmitido aos pilares e a sua estabilização para que se pudesse iniciar o ensaio.

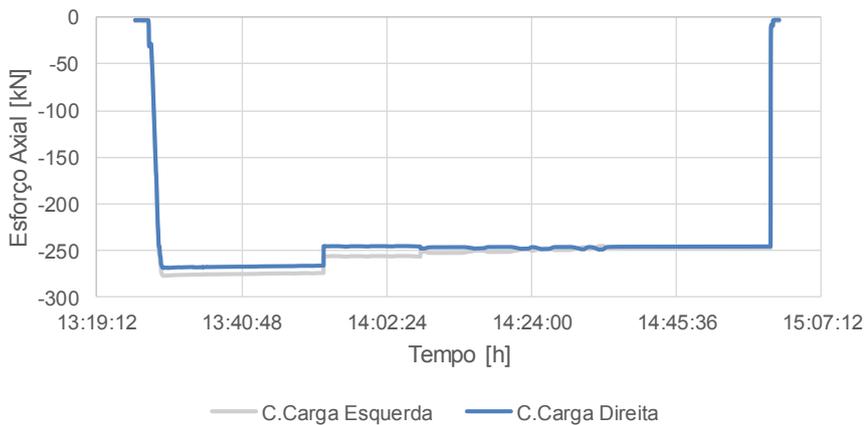


Figura 4.10. Evolução do esforço axial transmitido aos pilares.

A solicitação horizontal do painel passava idealmente pela imposição cíclica de picos de deslocamentos alvo. Os deslocamentos alvo considerados foram 1, 2,5, 5, 7,5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60 mm. No entanto, devido às propriedades do painel de alvenaria nem todos os deslocamentos de pico referidos foram passíveis de serem aplicados. Posto isto, o painel em estudo foi solicitado para os seguintes níveis de deslocamentos: 1, 2,5, 5, 7,5, 25, 30, 35, 40, 45 mm, como se pretende ilustrar na Figura 4.11. Até ocorrer a rotura do painel, a passagem para um nível de solicitação superior, $i + 1$, só era efetuada após a repetição de três ciclos para o deslocamento de pico i . Após a rotura do painel cada nível de carga só era aplicado uma única vez.

Estes deslocamentos alvos eram controlados pela análise do transdutor, que controlava o sistema de airbags, transdutor esse colocado no ponto central do painel de alvenaria.

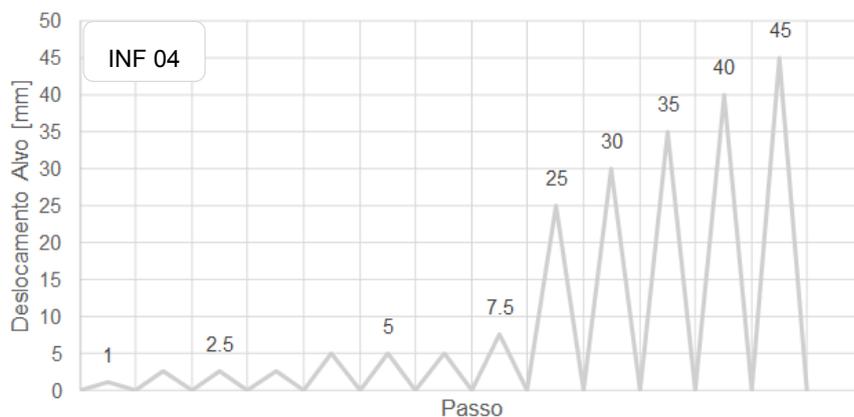


Figura 4.11. Esquematização dos ciclos efetuados na solicitação do painel INF 04.

4.2.2.2. INF 05

A idealização do ensaio sobre este painel passa pela realização de um ensaio cíclico para fora-do-plano sobre um painel apoiado em apenas 2/3 da sua espessura, não havendo lugar à instalação de esforço axial nos pilares do pórtico de betão armado.

A solicitação planeada para este painel passava pela imposição de determinados deslocamentos alvo, como referido para o painel INF 04. Porém as propriedades do painel e correspondente modo de rotura fizeram que o painel fosse solicitado para os seguintes deslocamentos alvo: 1, 2,5, 5, 7,5, 10, 15 e 20 mm. A passagem de um deslocamento alvo para o seguinte só foi realizada após realizados três ciclos para um mesmo deslocamento alvo, à exceção dos deslocamentos alvo iguais a 1 e 2,5 mm que só foram impostos uma e duas vezes respetivamente. À semelhança do referido para o painel INF 04, estes deslocamentos alvo eram controlados no ponto central do painel.

Recorrer-se à Figura 4.12 para caracterizar esquematicamente os ciclos de deslocamentos transmitidos ao painel de alvenaria.

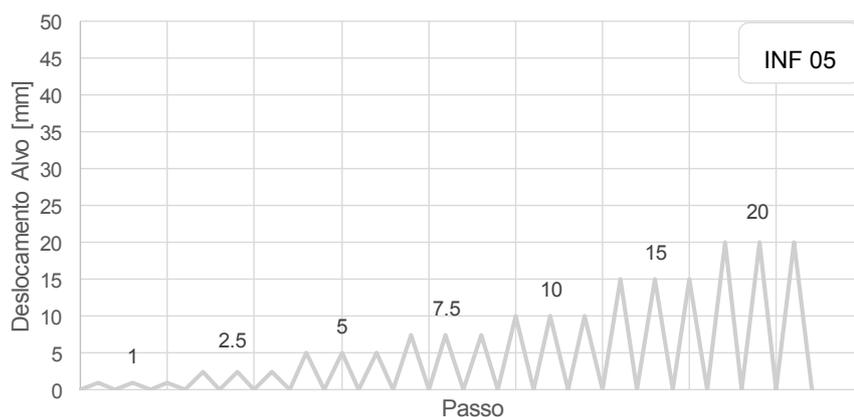


Figura 4.12. Esquematização dos ciclos efetuados na solicitação do painel INF 05.

4.3. RESULTADOS PRINCIPAIS INF 04

4.3.1. FORÇA-DESLOCAMENTO

Do referido no ponto respeitante à lei de carga, na Figura 4.13 representa-se a evolução da força transmitida pelo sistema de airbags ao painel de alvenaria de enchimento em função dos deslocamentos impostos a este. De modo a possibilitar uma imagem mais limpa da representação referida atrás, apresenta-se na Figura 4.14, a sua envolvente. Nesta, representam-se ainda três linhas verticais que pretendem evidenciar a ocorrência da força máxima transmitida ao painel, o deslocamento para fora-do-plano no instante em que ocorreu a rotura do painel e ainda o fim do ensaio.

A definição da envolvente apresentada, resulta de numa primeira fase da procura ao longo da coluna respeitante à soma da carga registada em todas as células de carga, para um mesmo instante temporal, da força máxima para cada ciclo. Numa segunda fase, a seleção dos deslocamentos em correspondência com as forças selecionadas anteriormente, permitiu a construção e sintetização desta informação na Tabela 4.1.

Tabela 4.1. Resultados experimentais da parede INF 04: Caracterização da envolvente Força-Deslocamento.

Ciclo	Força Aplicada [kN]	Deslocamento para Fora-do-plano [mm]
0	0	0
1	30,84	1,47
2	40,31	3,12
3	36,12	3,10
4	34,21	3,03
5	45,70	4,83
6	37,63	5,39
7	37,36	5,33
8	46,03	7,23
-	28,87	7,98
-	28,33	21,11
9	24,44	24,24
10	24,28	30,35
11	23,52	35,79
12	22,92	40,08
13	21,57	45,10

A introdução da informação entre os ciclos 8 e 9 tem como ponto de vista incorporar a rotura do painel e a correta definição da envolvente do ensaio cíclico.

A rotura do painel aconteceu no ciclo de carregamento em que se pretendia solicitar o painel de alvenaria para um deslocamento alvo para fora-do-plano de $7,5\text{ mm}$, sendo o deslocamento verificado igual a $7,23\text{ mm}$. Este deslocamento implicou que o sistema de airbags aplicasse uma pressão no painel, correspondente a uma força de $46,03\text{ kN}$. Após o surgimento da fissura proveniente do esgotamento da capacidade resistente máxima do painel, o deslocamento registado foi de $21,11\text{ mm}$ acompanhado de um decaimento da força para os $28,33\text{ kN}$.

No Anexo A, constam representações adicionais relativas à evolução temporal do registo efetuado em todas as células de carga, sendo que estas representações foram apenas consideradas para verificar se alguma delas tinha um comportamento diferente das restantes. Tal não se verificou, uma vez que todas apresentaram um registo análogo diferenciando apenas na grandeza registada. A força registada em cada célula de carga não foi constante para um mesmo instante temporal, facto este que pode resultar da assimetria da estrutura metálica de reação. No mesmo anexo, Anexo A, é também apresentada a evolução gráfica da força registada em cada célula de carga, em função do deslocamento para fora-do-plano do painel. Aqui são também identificadas as três fases apresentadas no início do ponto 4.3.

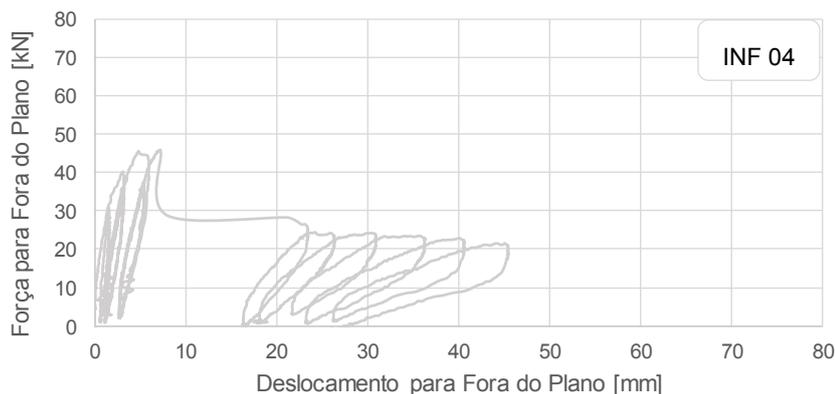


Figura 4.13. Resultados experimentais da parede INF 04: Força-deslocamento.

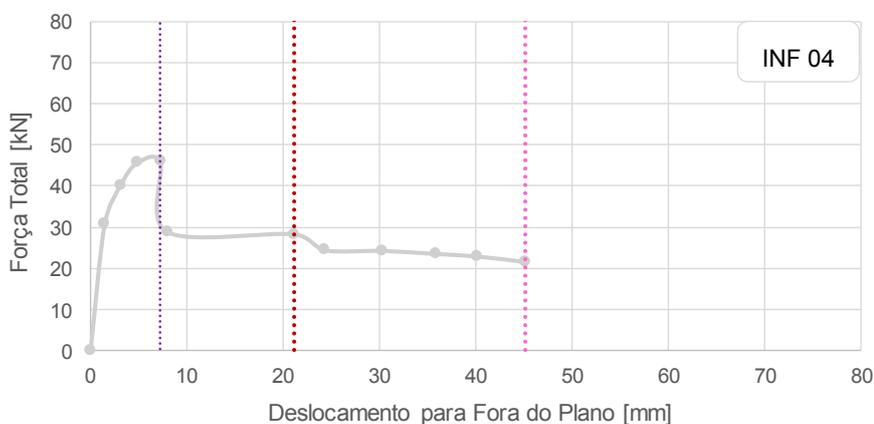


Figura 4.14. Resultados experimentais da parede INF 04: Envoltório Força-deslocamento. As linhas a tracejado representam: roxo- ocorrência da força máxima; vermelho- deslocamento para fora-do-plano após ocorrer a rotura do painel; rosa- fim do ensaio.

Face ao apresentado constata-se que até ao momento em que ocorre a rotura do painel, a repetição da imposição de determinado deslocamento alvo implicava uma força inferior à necessária na primeira imposição desse deslocamento alvo. Como seria de esperar, após a rotura do painel, embora os deslocamentos alvos sejam mais afastados entre si, a variação da força necessária para passar de um deslocamento alvo i para o $i + 1$ é bastante inferior ao verificado para superar os deslocamentos, impostos na fase inicial do ensaio, em que a diferença entre deslocamentos sucessivos é menor.

A primeira linha tracejada apresentada, representativa do instante da rotura do painel, evidencia um comportamento frágil dada a brusca diminuição da força aplicada ao painel para uma variação insignificante do deslocamento para fora-do-plano no ponto admitido como de referência.

4.3.2. DANO OBSERVADO

A rotura do painel verificada passou pelo desenvolvimento frágil de uma fissura vertical localizada sensivelmente à esquerda do alinhamento central do painel, desde o topo à base deste. À medida que se

prosseguiu o ensaio houve um aumento do destacamento do painel face às vigas superior e inferior do pórtico e o surgimento de pequenas fissuras ligeiramente inclinadas junto aos cantos do painel. Na Figura 4.15 apresenta-se um registo fotográfico do dano observado no painel de alvenaria de enchimento após a conclusão do ensaio.

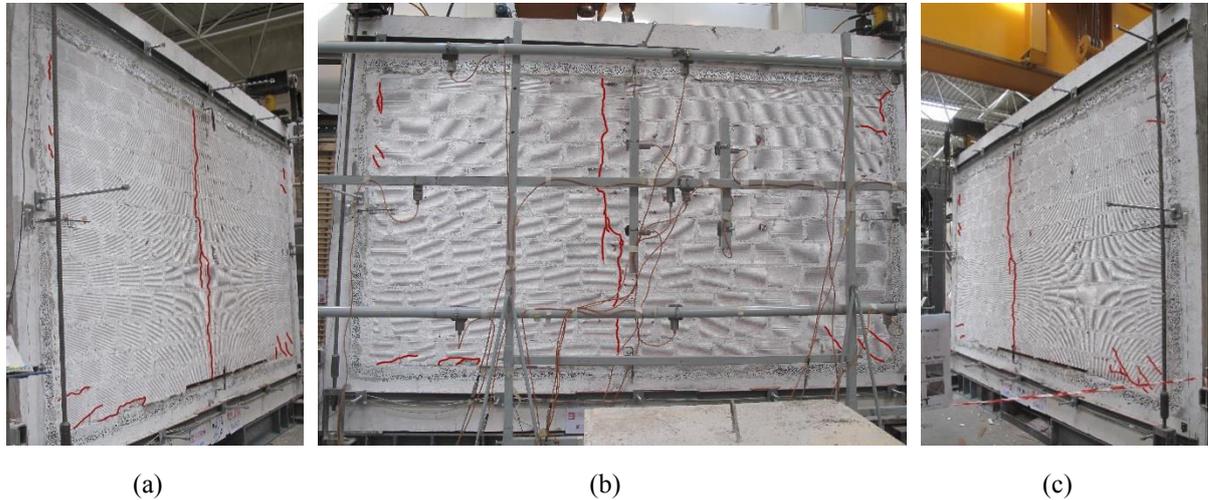


Figura 4.15. Dano Observado no painel de alvenaria INF 04 após o ensaio: a) vista lateral esquerda; b) vista frontal; e c) vista lateral direita.

4.3.3. PERFIS DE DESLOCAMENTOS

4.3.3.1. Perfis de Deslocamentos em Altura

Com o objetivo de facilitar a leitura dos deslocamentos para fora-do-plano, registados para o painel em estudo, produziram-se perfis de deslocamentos em altura, em diferentes alinhamentos verticais do painel. Os alinhamentos considerados coincidem com os alinhamentos em que se instalaram os LVDTs, isto é, cada alinhamento dista do seguinte de $L/4 = 1,05\text{ m}$. Relativamente ao alinhamento central, dispunha-se de informação em cinco pontos do painel, respeitantes à sua base e topo e a cada quarto da sua altura, $0; 0,575; 1,150; 1,725$ e $2,3\text{ m}$, correspondente ao registo dos LVDTs 50, 6, 8, 3 e 53 respetivamente. No caso dos alinhamentos esquerdo e direito, apenas se dispunha de informação para os pontos localizados a cada quarto da altura, $0,575; 1,150; 1,725\text{ m}$. Nestes recorreu-se à informação dos LVDTs 5, 19 e 2 para o alinhamento esquerdo e aos LVDTs 17, 20 e 4 para o alinhamento direito. A dificuldade nestes alinhamentos passava assim por saber que deslocamentos considerar nos limites inferior e superior do painel. A solução encontrada, passou pela determinação da rotação do painel para fora-do-plano, uma vez que se dispunha da informação dos LVDTs 38 e 51 colocados no lado esquerdo do painel e dos LVDTs 36 e 52 no lado direito. Face ao exposto, a elaboração da Tabela 4.2, permitiu a representação dos perfis pretendidos. Lembra-se que a identificação dos LVDTs foi apresentada na Figura 4.6.

De modo a acompanhar a evolução da deformação do painel com o decorrer do ensaio, para além da recolha dos deslocamentos registados para a força máxima aplicada, mais três instantes foram considerados. Definiu-se assim, que estes instantes eram assinalados pela ocorrência de um e dois terços da força máxima e ainda por uma força designada como última.

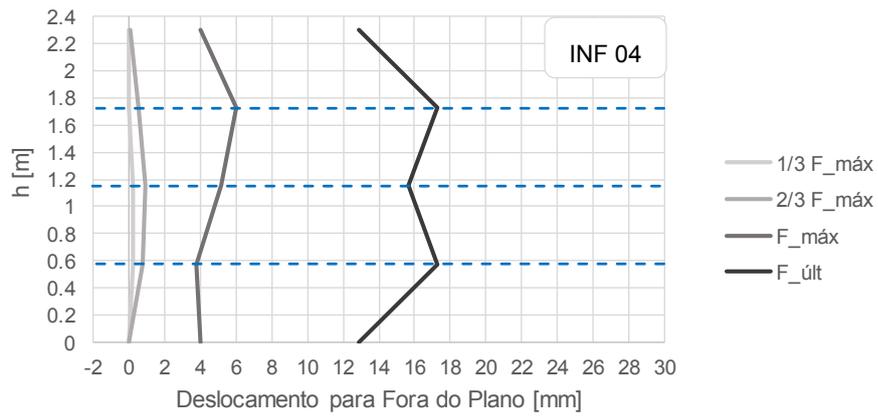
Como o ensaio realizado sobre este painel apresentou uma solicitação cíclica, implicava várias ocorrências para $1/3 F_{máx}$ e $2/3 F_{máx}$, pelo que se fixou que os valores pretendidos seriam os da primeira ocorrência destas forças. Relativamente à força designada como última, esta era definida ligeiramente antes do instante em que o ensaio foi considerado como finalizado.

Tabela 4.2. Deslocamentos para fora do plano [mm] dos alinhamentos esquerdo, central e direito do painel INF 04 para as diferentes forças consideradas.

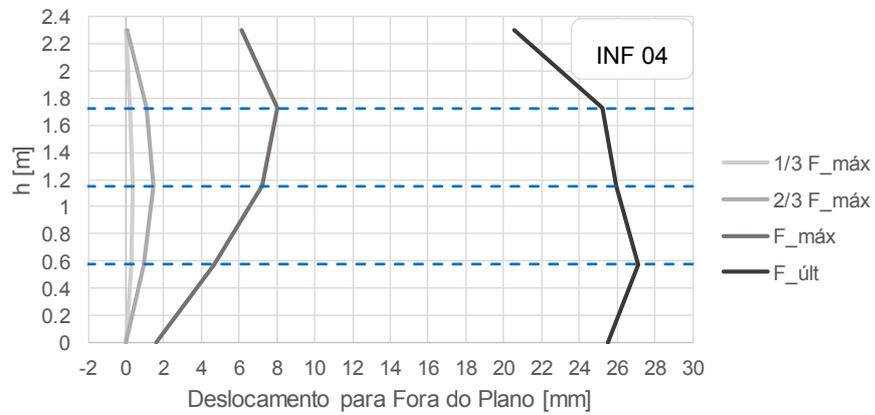
Alinhamento	Altura [m]	LVDT	$1/3 F_{máx}$	$2/3 F_{máx}$	$F_{máx}$	$F_{últ}$
Esquerdo	0	-	0,00	0,01	3,99	12,90
	0,575	5	0,23	0,77	3,79	17,31
	1,15	19	0,20	0,94	5,15	17,67
	1,725	2	0,00	0,57	5,99	17,28
	2,3	-	0,00	0,04	3,99	12,90
Central	0	50	0,00	0,01	1,62	25,55
	0,575	6	0,26	0,96	4,64	27,12
	1,15	8	0,37	1,44	7,23	25,92
	1,725	3	0,22	1,09	8,01	25,21
	2,3	53	0,01	0,09	6,15	20,52
Direito	0	-	0,00	0,01	3,76	13,15
	0,575	17	0,15	0,79	3,37	15,55
	1,15	20	0,27	1,12	4,62	14,02
	1,725	4	0,14	0,58	4,19	13,58
	2,3	-	0,00	0,04	3,76	13,15

Analisando a Tabela 4.2, facilmente se percebe que o LVDT 4 não funcionou, uma vez que não efetuou qualquer registo dos deslocamentos ocorridos, o que evidencia que o curso do LVDT não foi acionado. Assim seria de esperar uma deficiente representação do perfil do alinhamento direito do painel de alvenaria de enchimento. De modo a não falsear muito os perfis que se obteriam considerando nulos os deslocamentos para a altura 1,725 m, considerou-se, para a altura em questão, a média dos deslocamentos ocorridos para as alturas 1,15 m e 2,3 m.

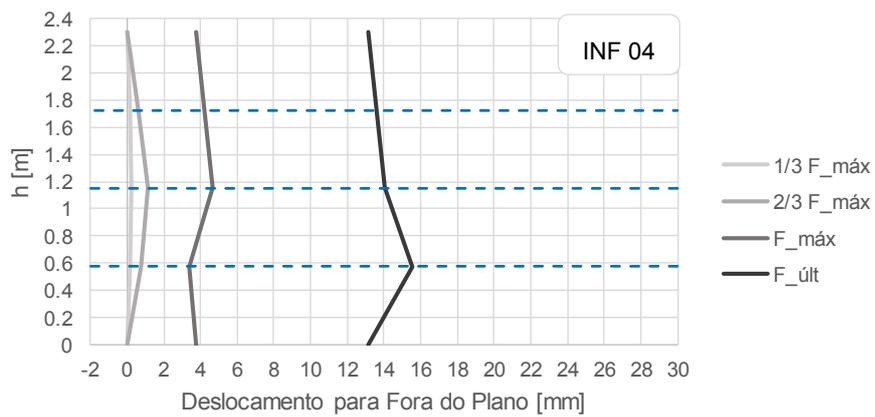
Na Figura 4.16 apresentam-se os perfis referidos, sendo que em cada um deles é indicado a altura a que os diferentes LVDTs se encontravam através dos segmentos a tracejados.



(a)



(b)

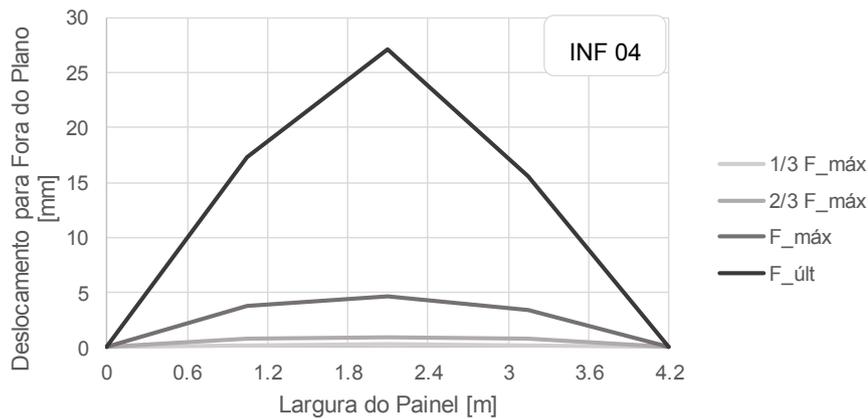


(c)

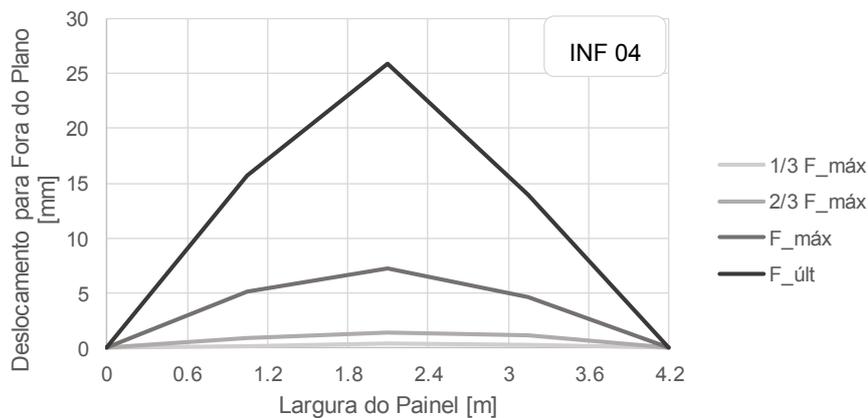
Figura 4.16. Resultados experimentais da parede INF 04: Perfis de deslocamentos para fora-do-plano em altura (a) alinhamento esquerdo (b) alinhamento central (c) alinhamento direito.

4.3.3.2. Perfis de Deslocamentos Horizontais

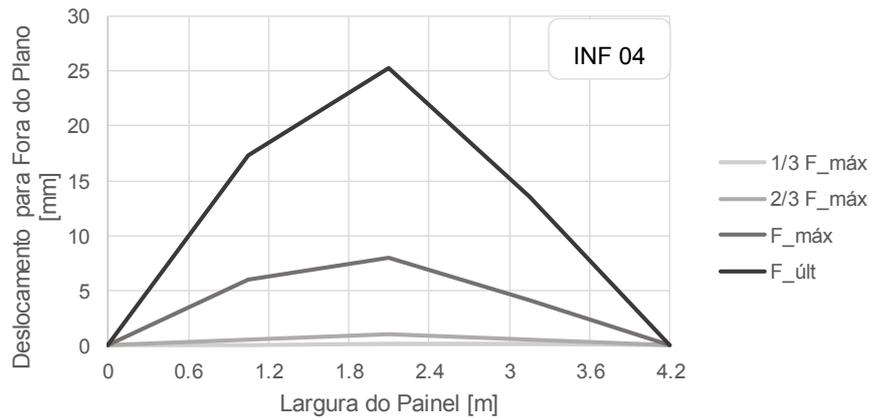
Tendo por base a mesma informação que possibilitou a construção destes perfis de deslocamentos em altura, apresenta-se na Figura 4.17 perfis de deslocamentos relativos a alinhamentos horizontais em que se dispunha de registo de deslocamentos em função do comprimento do painel. Estes alinhamentos correspondem às alturas 0,575, 1,15 e 1,725 m correspondentes a $H/4$, $H/2$ e $3H/4$, sendo H a altura do painel de alvenaria.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.17. Resultados experimentais da parede INF 04: Perfis de deslocamentos horizontais para fora-do-plano (a) $H/4$ (b) $H/2$ (c) $3H/4$.

4.3.4. DEGRADAÇÃO DA FORÇA

Para além de perceber como o painel respondia em termos de deslocamentos para fora do seu plano face à pressão que era exercida sobre este pelo sistema de airbags preparado para o efeito, houve curiosidade em perceber a degradação da força. Para tal, foi calculado o quociente entre a força em cada instante e a força máxima transmitida ao painel. Este quociente só foi calculado a partir do instante em que ocorria a força máxima para o qual o quociente é unitário, sendo sempre inferior em qualquer outro instante posterior. A Figura 4.18 representa a evolução deste quociente em função do deslocamento para fora-do-plano no ponto de referência. Lembra-se que este ponto é o ponto central do painel de alvenaria e que a força máxima registada foi de 46,03 kN.

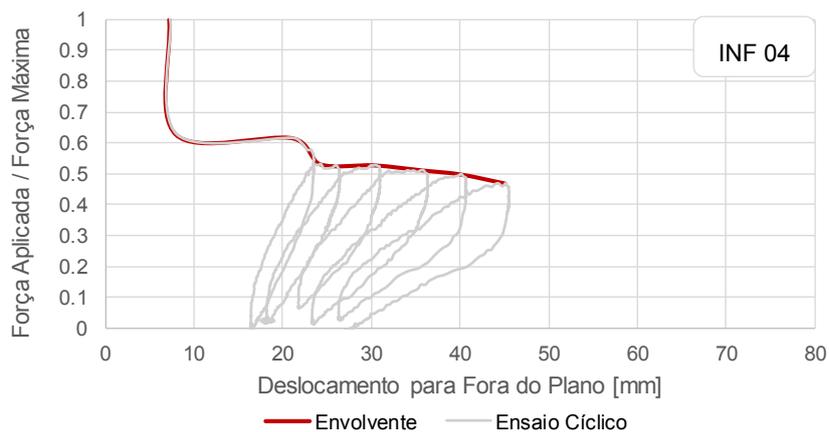


Figura 4.18. Resultados experimentais da parede INF 04: Degradação da força após se atingir a força máxima.

Uma imagem mais limpa é conseguida através da envolvente, também ela apresentada na Figura 4.18. Esta envolvente é obtida definindo o quociente pretendido para os pontos correspondentes aos ciclos de

carga já apresentados anteriormente. Tendo por base os valores apresentados na Tabela 4.1, apresenta-se na Tabela 4.3 o quociente pretendido que permitiu a obtenção da envolvente pretendida.

Tabela 4.3. Resultados experimentais da parede INF 04: Caracterização da envolvente da degradação da força.

Ciclo	$F_i/F_{m\acute{a}x}$	Deslocamento [mm]
8	1,00	7,23
-	0,63	7,98
-	0,62	21,12
9	0,53	24,24
10	0,53	30,35
11	0,51	35,79
12	0,50	40,08
13	0,47	45,10

Mais uma vez é possível comprovar o comportamento frágil do painel de alvenaria face à solicitação do mesmo para fora-do-plano, pela diminuição súbita do quociente apresentado.

4.3.5. ENERGIA DISSIPADA

Outro aspecto que mereceu especial atenção foi a energia dissipada pelo painel ao longo do decorrer do ensaio. Esta é obtida recorrendo à seguinte expressão:

$$E_{d,i} = E_{d,i-1} + \frac{F_i + F_{i-1}}{2} \times (d_i - d_{i-1}) \quad (4.1)$$

em que $E_{d,i}$; F_i e d_i representam respectivamente a energia dissipada, a força transmitida e o deslocamento registado no instante i e $E_{d,i-1}$; F_{i-1} e d_{i-1} representam as mesmas grandezas no instante $i - 1$.

A representação da energia dissipada em função do tempo decorrido no ensaio, apresentada na Figura A.4 do Anexo A, permitiu estabelecer segmentos verticais indicativos do momento de transição entre ciclos de carga. Tendo a informação da energia dissipada nesse ponto e o deslocamento alvo pretendido, a construção da Tabela 4.4, permitiu sintetizar a informação necessária para proceder à representação gráfica da energia dissipada acumulada no final de todas as repetições para o deslocamento alvo pretendido, apresentada na Figura 4.19.

Tabela 4.4. Resultados experimentais da parede INF 04: Energia Dissipada Acumulada no fim de todas as repetições para o deslocamento alvo pretendido.

Deslocamento Alvo [mm]	Deslocamento para fora-do-plano [mm]	Energia Dissipada Acumulada [kN.m]
1	0,99	0,03
2,5	1,95	0,12
5	3,01	0,27
7,228	7,23	0,41
25	18,66	0,93
30	21,97	1,07
35	24,03	1,23
40	26,38	1,39
45	26,42	1,56

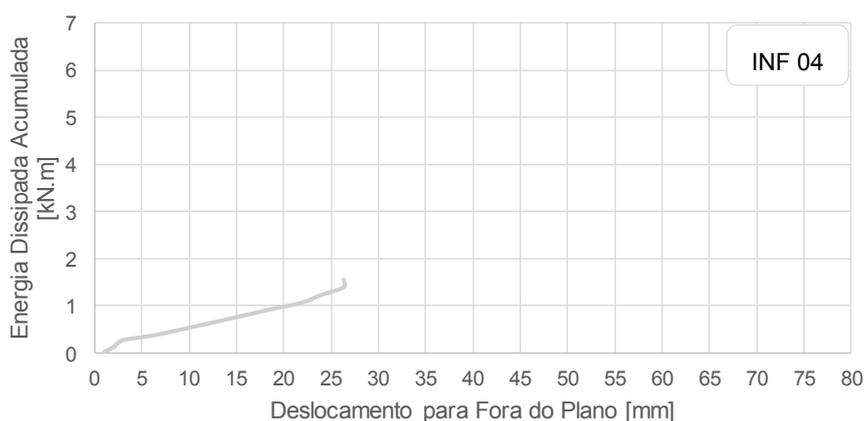


Figura 4.19. Resultados experimentais da parede INF 04: Energia dissipada pelo painel ao longo do ensaio no fim da cada repetição para o deslocamento alvo pretendido.

Por forma a perceber o incremento em cada repetição, uma outra representação gráfica foi tida em conta. Recorrendo à Figura 4.20, pretende-se ilustrar o incremento de energia dissipada em cada repetição, face à energia dissipada acumulada, também ela representada na mesma figura, pelo que se tornou necessário retirar no ciclo i a energia dissipada no ciclo $i - 1$. A informação por detrás desta representação gráfica consta na Tabela 4.5, sendo que a informação relativa à última repetição do deslocamento alvo já consta na Tabela 4.4. Note-se que a presença de uma barra encarnada na Figura 4.20 assinala a ocorrência da rotura do painel de alvenaria de enchimento.

Tabela 4.5. Resultados experimentais da parede INF 04: Energia Dissipada Acumulada ao fim de cada repetição e respetivo incremento.

Deslocamento alvo [mm]	Deslocamento para Fora-do-plano [mm]	Energia Dissipada Acumulada [kN.m]	Energia Dissipada por Ciclo [kN.m]
1	0,99	0,03	0,03
2,5	1,16	0,07	0,04
2,5	1,14	0,10	0,03
2,5	1,95	0,12	0,02
5	2,69	0,22	0,10
5	2,85	0,25	0,03
5	3,01	0,27	0,02
7,23	7,23	0,41	0,14
25	18,66	0,93	0,52
30	21,97	1,07	0,14
35	24,03	1,23	0,16
40	26,38	1,39	0,16
45	26,42	1,56	0,17

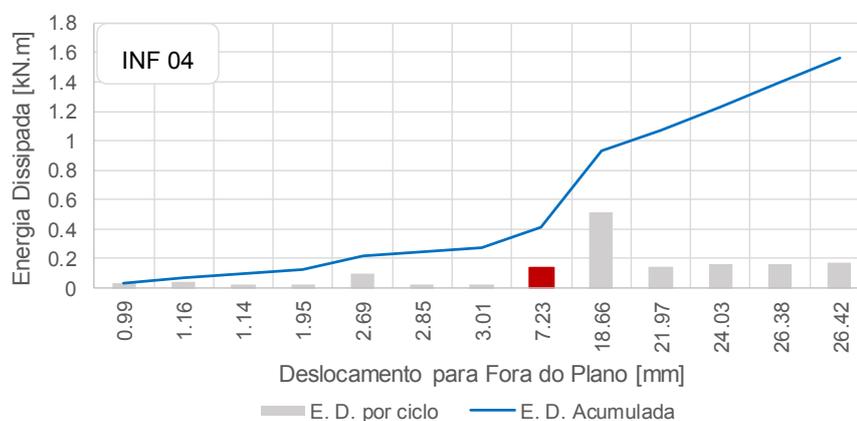


Figura 4.20. Resultados experimentais da parede INF 04: Energia dissipada por ciclo de solicitação e respetiva energia dissipada acumulada.

Do estudo das figuras apresentadas aferiu-se, como seria de esperar, que é no momento da rotura do painel que ocorre o maior incremento para a energia dissipada total. Verifica-se também que antes da rotura do painel, os incrementos de cada ciclo para a energia dissipada acumulada no fim do ensaio, são bastante menores face aos incrementos verificados após a rotura. De facto, antes da rotura se verificar, a energia aplicada ao painel é distribuída pelo painel e pela estrutura de betão armado que envolve o

painel, o que não acontece após a rotura dado que o painel responde com um aumento de deslocamento para fora-do-plano em vez fazer a distribuição referida.

4.3.6. RIGIDEZ SECANTE

Procurou-se ainda avaliar a degradação da rigidez do painel com o decorrer do ensaio. Para tal quantificação adotou-se o método da rigidez secante. A primeira etapa passou pela quantificação, em cada instante, da rigidez do painel uma vez que se dispunha das séries força e deslocamento para fora-do-plano. A segunda etapa passou por definir qual a rigidez inicial a adotar. Por forma a considerar a estabilização dos equipamentos, optou-se por definir a rigidez inicial dada pelo par ordenado (deslocamento, força) correspondente a 25% da força máxima ocorrida no primeiro ciclo de carga. A rigidez inicial adotada, K_0 , corresponde assim a $65044,22 \text{ kN.m}$ dada pelo par ordenado $(0,11 \text{ mm}; 7,39 \text{ kN})$. Considerando o quociente entre a rigidez em cada instante e a rigidez inicial é então possível averiguar a degradação da rigidez ocorrida. Uma vez que o resultado que se obtinha desta análise resultaria de todos os pontos relativos a cargas e descargas, optou-se por tratar a informação ao nível da sua envolvente. Esta foi obtida através da consideração da informação em correspondência com os ciclos utilizados na definição da envolvente da força aplicada, em função do deslocamento para fora-do-plano, a qual se apresenta na Tabela 4.6.

Tabela 4.6. Resultados experimentais da parede INF 04: Caracterização da envolvente da degradação da rigidez.

Ciclo	K_i/K_0
(a)	1
1	0,32
2	0,20
3	0,18
4	0,17
5	0,15
6	0,11
7	0,11
8	0,10
-	0,06
-	0,02
9	0,02
10	0,01
11	0,01
12	0,01
13	0,01

(a) corresponde ao ponto da definição da rigidez inicial, K_0

Apresenta-se na Figura 4.21 a degradação da rigidez em conformidade com os dados da tabela anterior.



Figura 4.21. Resultados experimentais da parede INF 04: Rigidez Secante ao longo do ensaio.

4.4. RESULTADOS PRINCIPAIS INF05

4.4.1. FORÇA-DESLOCAMENTO

Após tratamento da informação proveniente da realização do ensaio, pretendia-se traçar a curva histerética do descolamento para fora-do-plano em função do deslocamento do nó central do painel. Para tal, seguiu-se o procedimento adotado aquando da realização do ensaio do painel INF 04, isto é, determinar o somatório da força registada em cada uma das células de carga utilizadas e cruzar essa informação com o deslocamento para fora-do-plano do painel. Contudo, ao analisar a evolução registada em cada uma das células de carga, Figura B.2. do Anexo B, detetou-se problemas em duas das doze células de carga distribuídas pelo pórtico.

Para contornar este problema, dada a redundância de soluções para determinar a força total aplicada ao painel, sabendo que as células de carga durante a realização dos ensaios sobre os painéis INF 01, INF 02, INF 03 e INF 04 funcionaram corretamente, utilizou-se a informação relativa ao somatória da carga registada em cada célula de carga e da pressão aplicada pelo sistema de airbags para determinar uma regressão linear que permitisse encontrar uma área efetiva de contacto entre painel e airbags, que relacionasse as duas grandezas referidas, força e pressão. Tal tratamento, encontra-se disponível para consulta no Anexo A relativo ao painel INF 04 e no Anexo D relativo aos painéis INF 01 a INF 03.

A área efetiva utilizada corresponde à obtida para o painel INF 02 uma vez que este apresentou um modo de rotura semelhante e o ensaio decorreu sem a aplicação de esforço axial nos pilares do pórtico de betão armado. O valor utilizado foi de $5,15 m^2$, sendo a força total aplicada ao painel obtida através da equação (4.2):

$$\text{Força Total Aplicada} = \text{Pressão} \times \text{Área efetiva de contacto} \quad (4.2)$$

Assim, a curva histerética resultante deste processo é a que se apresenta na Figura 4.22.

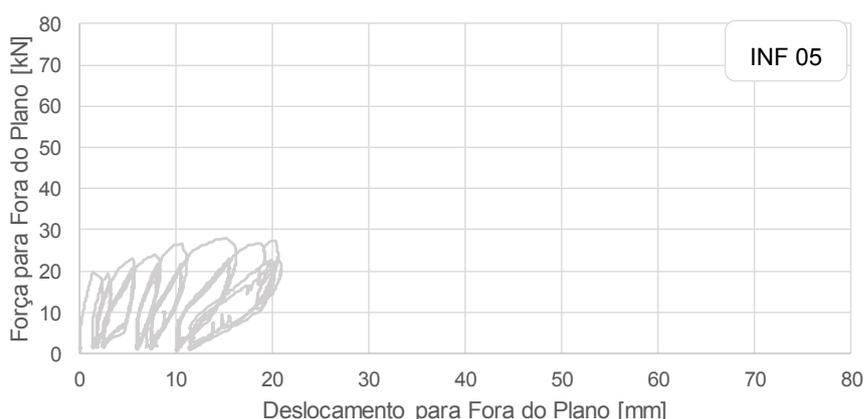


Figura 4.22. Resultados experimentais da parede INF 05: Força-Deslocamento.

Uma simplificação da leitura da figura anterior pode ser obtida através da caracterização da sua envolvente. Para tal, tornou-se necessário captar pontos correspondentes ao fim de cada ciclo de solicitação e ainda de pontos adicionais que modo a possibilitar a captação de pontos singulares que ocorreram na representação da curva histerética. Esta envolvente fica completamente caracterizada pela informação presente na Tabela 4.7 e definida na Figura 4.23.

Tabela 4.7. Resultados experimentais da parede INF 05: Caracterização da envolvente Força-Deslocamento.

Ciclo	Força Aplicada [kN]	Deslocamento para Fora-do-plano [mm]
0	0	0
1	19,84	1,41
2	19,27	2,97
4	22,89	5,45
7	23,89	7,72
10	26,67	10,56
13	27,82	15,21
16	27,22	20,37
18	22,74	20,63

A rotura do painel ocorreu aquando da primeira imposição do deslocamento alvo de 15 mm, registando-se assim um deslocamento de 15,21 mm possibilitado pela atuação de uma resultante do sistema de airbags igual a 27,82 kN. A rotura ocorrida pode ser considerada dúctil uma vez que a solicitação do painel para o mesmo deslocamento alvo, 15 mm, e para deslocamento alvo superiores, 20 mm, não conduziu a uma redução drástica da força aplicada para que o painel respondesse a esses deslocamentos pretendidos. Após a terceira repetição do deslocamento alvo 20 mm, o ensaio foi dado como acabado uma vez que se pretendia que o seu colapso não ocorresse por completo para ser possível a realização

da identificação dinâmica do painel no seu estado de rotura. Estes dados serão apresentados no capítulo 6, na secção devida.

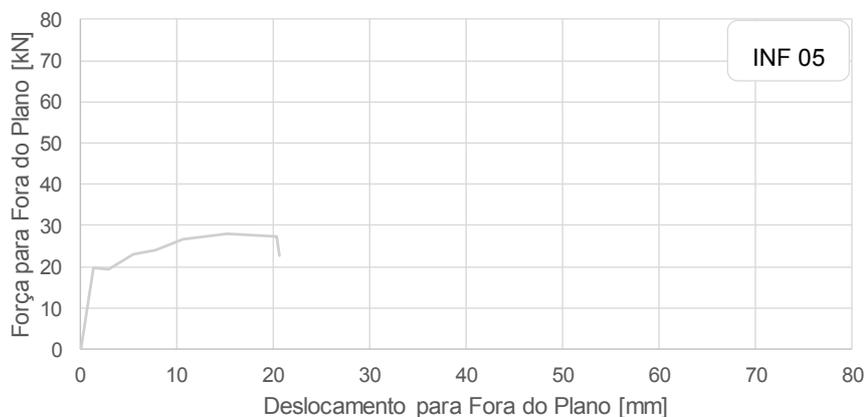


Figura 4.23. Resultados experimentais da parede INF 05: Envolvente Força-Deslocamento.

4.4.2. DANO OBSERVADO

A rotura do painel traduziu-se numa fissuração trilinear. Numa primeira fase desenvolveu-se uma fissura vertical do topo até meia altura do painel, distanciada sensivelmente para a direita o equivalente ao comprimento de uma unidade de alvenaria. A imposição de novos deslocamento conduziu a que esta fissura se propagasse em direção aos cantos inferiores do painel de alvenaria.

Recorre-se à Figura 4.24 para ilustrar, através de um registo fotográfico, o dano observado no fim do ensaio.

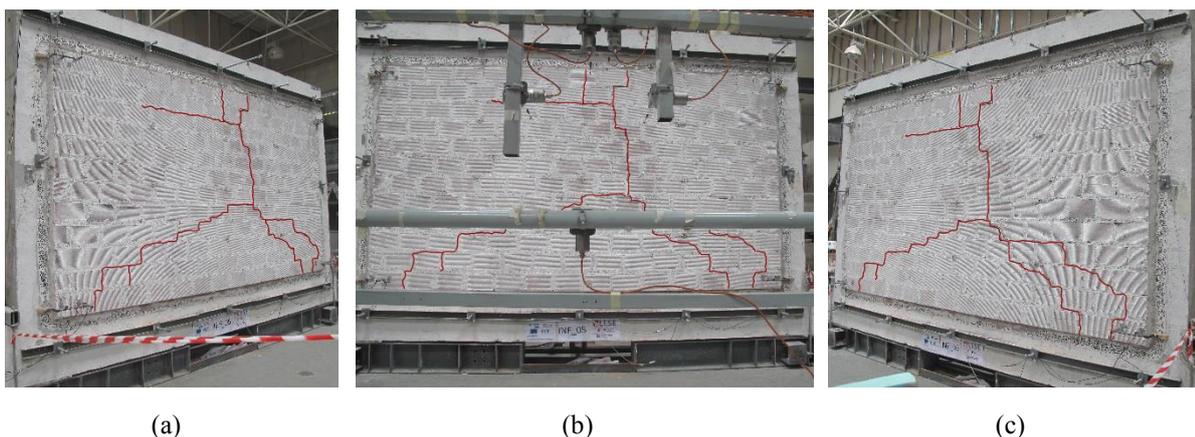


Figura 4.24. Dano Observado no painel de alvenaria INF 05 após o ensaio: a) vista lateral esquerda; b) vista frontal; e c) vista lateral direita.

4.4.3. PERFIS DE DESLOCAMENTOS

4.4.3.1. Perfis de Deslocamentos Verticais

De modo a possibilitar uma leitura visual da evolução dos deslocamentos para fora-do-plano do painel e à semelhança do realizado para o painel INF 04, representaram-se perfis de deslocamentos em altura nos alinhamentos homólogos considerados na INF 04. Lembra-se que estes alinhamentos designados, esquerdo, central e direito distam entre si 1,05 m e coincidem com os alinhamentos em que se localizam os LVDTs.

Para este painel, e para cada alinhamento considerado, apenas se disponha de deslocamentos para as alturas 0,575, 1,15 e 1,725 m. Para a base e para altura e dado o modo de rotura que se observou no ensaio, estes deslocamentos foram considerados nulos.

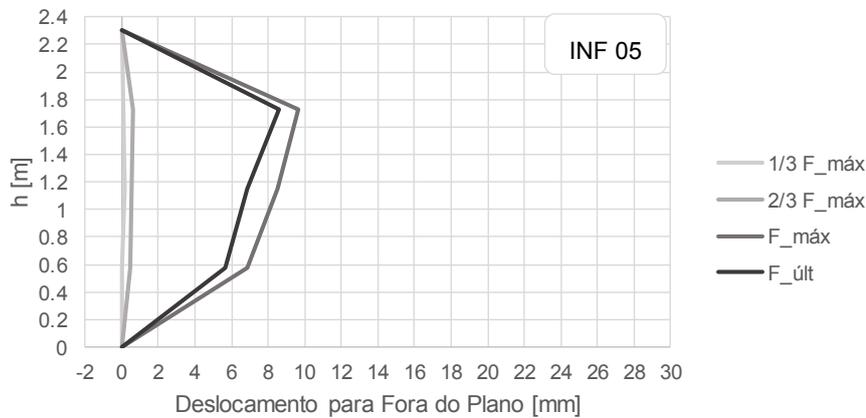
Analogamente ao efetuado para o painel INF 04, quatro instantes foram considerados, passando estes pela ocorrência da força máxima aplicada, primeira ocorrência de um terço e dois terços da força máxima registada e força última, considerada como a força em que se terminou o ensaio. Assim, os perfis obtidos correspondem aos deslocamentos obtidos para as forças 9,25, 18,42, 27,82 e 1,15 kN.

Tabela 4.8. Deslocamentos para fora-do-plano [mm] dos alinhamentos esquerdo, central e direito do painel INF 05 para as diferentes forças consideradas.

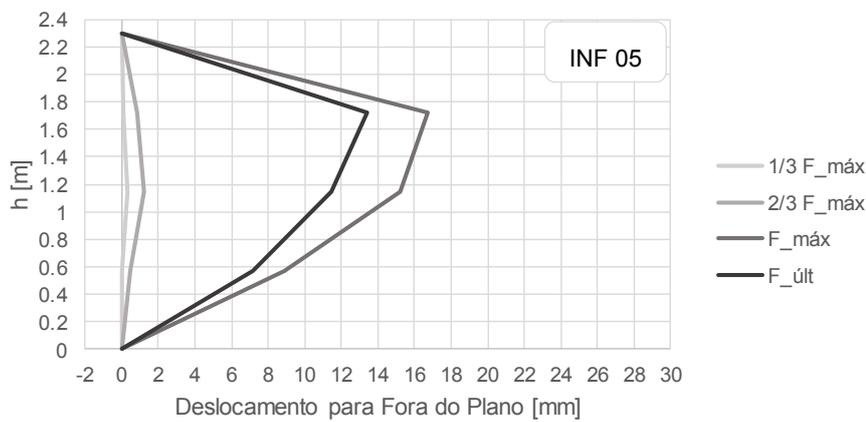
Alinhamento	Altura [m]	LVDT	1/3 $F_{m\acute{a}x}$	2/3 $F_{m\acute{a}x}$	$F_{m\acute{a}x}$	$F_{\acute{u}lt}$
Esquerdo	0	-	0,00	0,00	0,00	0,00
	0,575	5	0,04	0,48	6,83	5,63
	1,15	19	0,16	0,57	8,55	6,85
	1,725	2	0,08	0,63	9,64	8,61
	2,3	-	0,00	0,00	0,00	0,00
Central	0	-	0,00	0,00	0,00	0,00
	0,575	6	0,00	0,50	8,99	7,15
	1,15	8	0,29	1,19	15,21	11,42
	1,725	13	0,09	0,86	16,70	13,41
	2,3	-	0,00	0,00	0,00	0,00
Direito	0	-	0,00	0,00	0,00	0,00
	0,575	17	0,01	0,12	7,90	6,93
	1,15	20	0,05	0,68	11,28	9,07
	1,725	4	0,03	0,34	5,64	4,53
	2,3	-	0,00	0,00	0,00	0,00

Verifica-se que o LVDT 4 não funcionou, pelo que os perfis de deslocamentos correspondentes ao alinhamento central não serão os verdadeiramente ocorridos durante o ensaio. O mesmo já tinha ocorrido

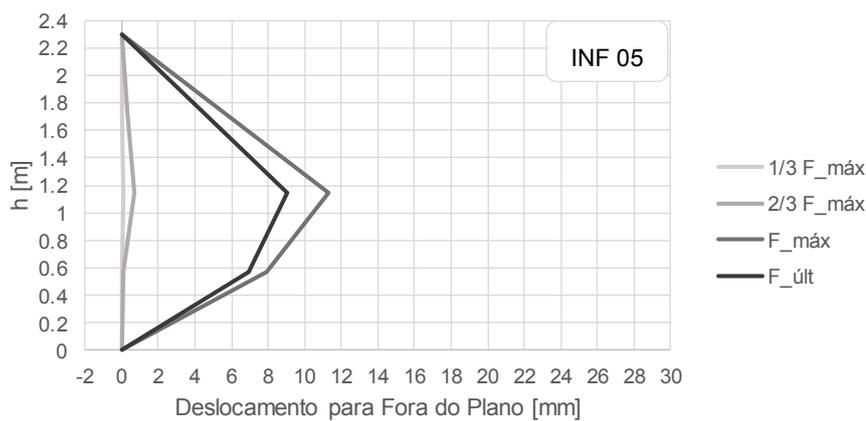
no ensaio do painel INF 04. De modo a não considerar nulos os deslocamentos para a altura 1,725 m utilizou-se a mesma metodologia definida para o painel INF 04.



(a)



(b)



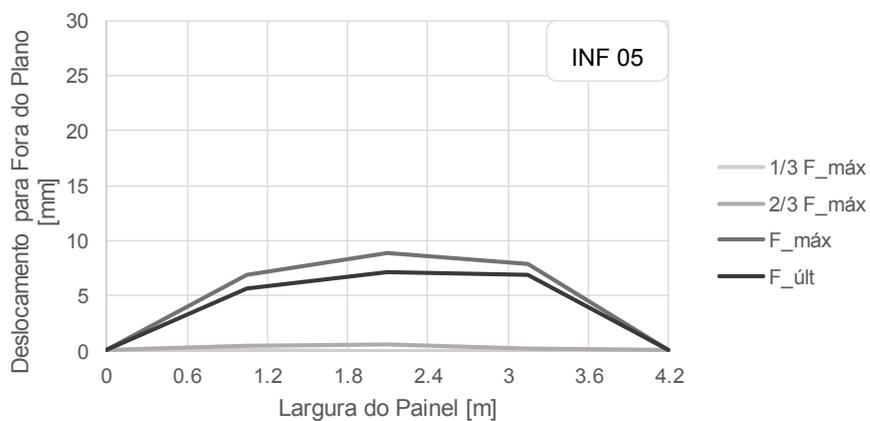
(c)

Figura 4.25. Resultados experimentais da parede INF 05: Perfis de deslocamentos para fora-do-plano em altura (a) alinhamento esquerdo (b) alinhamento central (c) alinhamento direito.

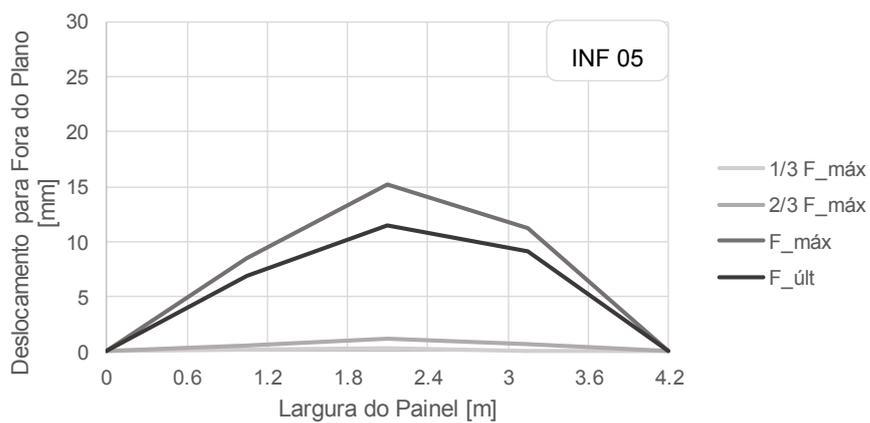
A análise da Figura 4.25 permite comprovar o referido anteriormente em termos da rotura. Verifica-se que os deslocamentos ocorridos para a força correspondente ao fim do ensaio foram inferiores aos registados para a força máxima. Tal facto resulta de na rotura verificada, haver rotação de fiadas de tijolos. Assim, ao fazer a descarga de um dado deslocamento alvo, os tijolos voltam aproximadamente à sua posição inicial pelo que os LVDTs registarão deslocamentos inferiores comparativamente à situação que o deslocamento alvo estava imposto ao painel.

4.4.3.2. Perfis de Deslocamentos Horizontais

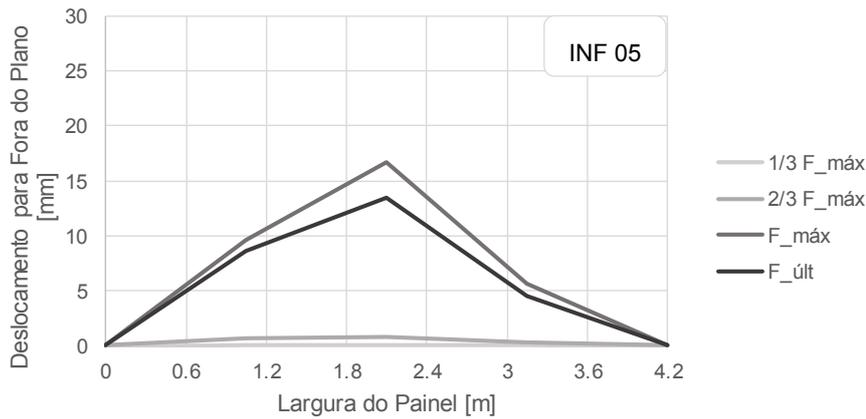
Na Figura 4.26 é possível visualizar a evolução do deslocamento para fora-do-plano nos alinhamentos horizontais correspondentes às alturas 0,575, 1,15 e 1,725 m em função do comprimento do painel, e para as diferentes forças consideradas na representação dos perfis de deslocamentos em altura.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.26. Resultados experimentais da parede INF 05: Perfis de deslocamentos horizontais para fora-do-plano (a) $H/4$ (b) $H/2$ (c) $3H/4$.

4.4.4. DEGRADAÇÃO DA FORÇA

O facto de haver rotação entre fiadas de tijolos no centro do painel, faz com que a forma da representação gráfica relativa à degradação da força aplicada, seja diferente da obtida para o painel INF 04.

O processo para obter esta informação foi em tudo igual ao efetuado para o painel INF 04, e cuja representação gráfica é apresentada na Figura 4.27. Recorde-se que a força máxima ocorreu na primeira imposição do deslocamento alvo de 15 mm, sendo igual a 27,82 kN.

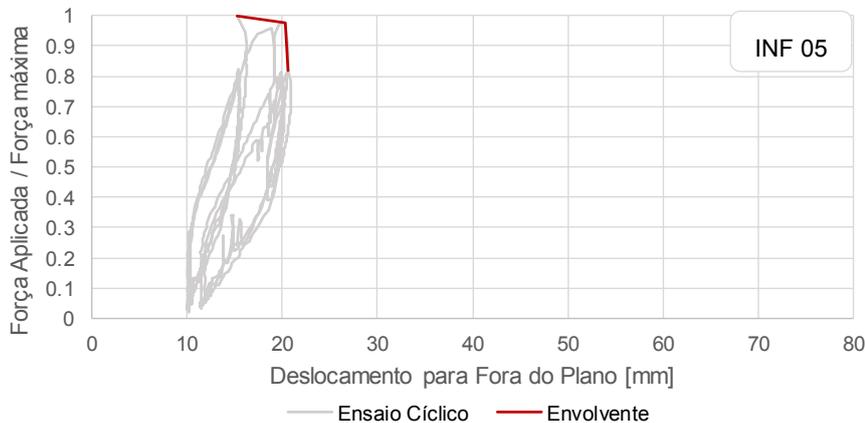


Figura 4.27. Resultados experimentais da parede INF 05: Degradação da força após se atingir a força máxima.

A sua envolvente fica caracterizada pela informação apresentada na Tabela 4.9 e a sua representação foi incorporada na Figura 4.27.

Tabela 4.9. Resultados experimentais da parede INF 05: Caracterização da envolvente da degradação da força.

Ciclo	$F_i/F_{máx}$	Deslocamento [mm]
13	1,00	15,21
16	0,98	20,37
18	0,82	20,63

A envolvente adquire esta forma, consequência da fragilização do atrito na zona onde ocorreu a fissura sensivelmente no centro do painel. Nesta situação, e uma vez que para os últimos ciclos de solicitação havia rotação entre fiadas de tijolos, a diminuição de atrito aquando da ocorrência de cada ciclo implica que a força necessária no ciclo seguinte para obter o mesmo deslocamento seja inferior.

4.4.5. ENERGIA DISSIPADA

Passando agora para a energia dissipada pelo painel, esta foi determinada de acordo com a expressão (4.1) tal como realizado para o painel INF 04.

Uma vez que se pretendia avaliar a evolução da energia dissipada ao longo do ensaio, a partir da representação gráfica da energia dissipada acumulada ao longo do ensaio, representada na Figura B.1 do Anexo B, procedeu-se à definição dos segmentos verticais a tracejado para definir o ponto em que se estava a considerar o fim do ciclo. Assim passou-se a conhecer para cada interseção destes segmentos com a curva da energia dissipada acumulada, o par ordenado (deslocamento para fora-do-plano, energia dissipada acumulada).

Com base nesta informação, foi possível elaborar a Tabela 4.10, onde se apresenta a informação capaz de definir a envolvente inferior da Figura B.1 do Anexo B, envolvente esta que consta na Figura 4.28. Este pares ordenados correspondem assim à ultima repetição de cada deslocamento alvo pretendido.

Tabela 4.10. Resultados experimentais da parede INF 05: Energia Dissipada Acumulada no fim de todas as repetições para o deslocamento alvo pretendido.

Deslocamento Alvo [mm]	Deslocamento para fora-do-plano [mm]	Energia Dissipada Acumulada [kN.m]
0	0,00	0,00
1	1,30	0,03
2,5	1,80	0,06
5	2,41	0,16
7,5	5,94	0,27
10	7,54	0,39
15	10,08	0,60
20	11,45	0,87

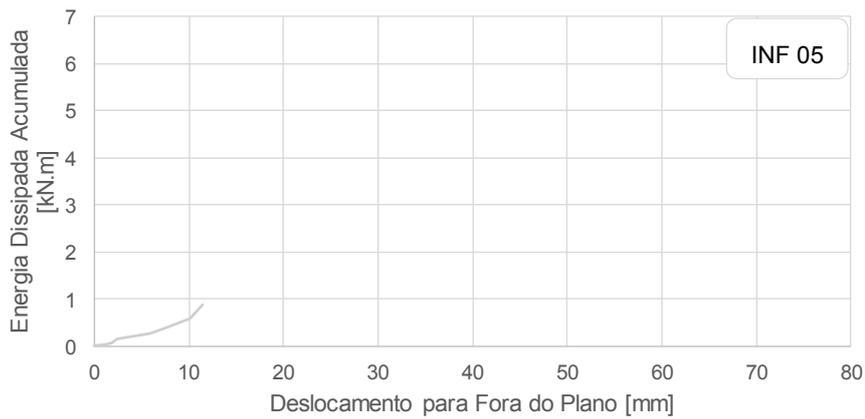


Figura 4.28. Resultados experimentais da parede INF 05: Energia dissipada pelo painel ao longo do ensaio no fim da cada repetição para o deslocamento alvo pretendido.

Por forma a ver a evolução ao longo de cada ciclo, e à semelhança do efetuado para o painel INF 04, procurou-se mostrar a evolução da energia dissipada acumulada e por ciclo de carregamento em função do deslocamento para fora-do-plano ocorrido. Tal representação é apresentada na Figura 4.29, dizendo respeito à informação que consta na Tabela 4.11. A rotura do painel é assinalada a encarnado.

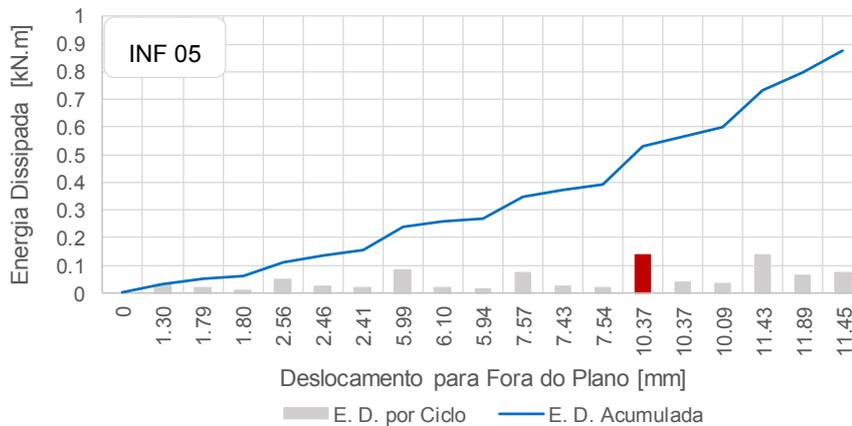


Figura 4.29 Resultados experimentais da parede INF 05: Energia dissipada por ciclo de solicitação e respetiva energia dissipada acumulada.

Tabela 4.11. Resultados experimentais da parede INF 05: Energia Dissipada Acumulada ao fim de cada repetição e respetivo incremento.

Deslocamento alvo [mm]	Deslocamento para fora-do-plano [mm]	Energia Dissipada Acumulada [kN.m]	Energia Dissipada por Ciclo [kN.m]
0	0,00	0,00	0,00
1	1,30	0,03	0,03
2,5	1,79	0,05	0,02
2,5	1,80	0,06	0,01
5	2,56	0,11	0,05
5	2,46	0,14	0,03
5	2,41	0,16	0,02
7,5	5,99	0,24	0,08
7,5	6,10	0,26	0,02
7,5	5,94	0,27	0,01
10	7,57	0,35	0,08
10	7,43	0,37	0,02
10	7,54	0,39	0,02
15	10,37	0,53	0,14
15	10,37	0,57	0,04
15	10,09	0,60	0,03
20	11,43	0,73	0,13
20	11,89	0,80	0,07
20	11,45	0,87	0,07

Da observação destas figuras é possível verificar a facto de a rotura dúctil do painel permitir dissipar grande parte da energia transferida pelo sistema de airbags ao painel quando este verifica deslocamento superiores ao que iniciou a rotura do painel.

4.4.6. RIGIDEZ SECANTE

A utilização do método da rigidez secante permitiu quantificar a degradação da rigidez do painel ao longo da realização do ensaio para fora-do-plano sobre o painel INF 05. A rigidez inicial do painel foi determinada para a primeira ocorrência da força correspondente a 50% da força máxima registada no primeiro ciclo de carregamento. Tal consideração deveu-se a evitar determinar a rigidez inicial num ponto em que o sistema ainda tivesse pequenas oscilações provocadas por alguma não estabilização do sistema.

Face ao exposto, a rigidez inicial, K_0 , obtida foi de 25567,70997 kN. m correspondente ao par ordenado (0,39 mm; 10,07 kN). Uma vez que o ensaio foi realizado de forma cíclica, apresenta-se apenas no corpo deste trabalho, a envolvente do quociente K_i/K_0 em função do deslocamento para fora-do-plano, recorrendo-se para tal à Figura 4.30. A sua definição foi estabelecida através dos dados que constam na Tabela 4.12.

Tabela 4.12. Resultados experimentais da parede INF 05: Caracterização da envolvente da degradação da rigidez.

Ciclo	K_i/K_0
(a)	1,00
1	0,55
2	0,25
4	0,16
7	0,12
10	0,10
13	0,07
16	0,05
18	0,04

(a) corresponde ao ponto da definição da rigidez inicial, K_0

Face ao apresentado, facilmente se constata que a tendência do painel é ir diminuindo a sua rigidez, aproximando-se esta de uma rigidez nula. Caso esta seja atingida, a solicitação do painel com novos deslocamentos implicaria deslocamento infinito para fora-do-plano.

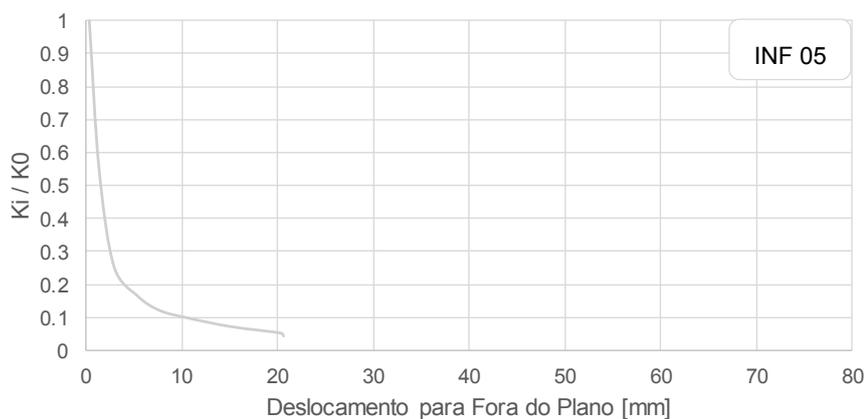


Figura 4.30. Resultados experimentais da parede INF 05: Rigidez Secante ao longo do ensaio.

4.5. CONCLUSÕES

A realização do ensaio para fora-do-plano sobre estes dois painéis tem a si acoplada duas variáveis que influenciam o comportamento do painel, sendo estas a presença de esforço axial nos pilares envolvente do pórtico e as condições de apoio do painel.

A simultaneidade da presença de esforço axial nos pilares de pórtico de betão armado com o apoio completo do painel de alvenaria, possibilitou obter cargas de rotura superiores registando-se um deslocamento para fora-do-plano menor comparativamente ao painel que se encontrava apoiado parcialmente e cujo ensaio foi realizado sem esforço axial. A carga de rotura do painel INF 04 foi uma vez e meia superior comparativamente ao INF 05. Lembra-se que o painel INF 04 registou um deslocamento de rotura igual a $7,23\text{ mm}$ para uma força de $46,03\text{ kN}$ comparativamente com o deslocamento de $15,21\text{ mm}$ e $27,82\text{ kN}$.

Os modos de rotura foram distintos para os dois painéis; enquanto que para o painel INF 04, solicitado axialmente nos pilares do pórtico, ocorreu uma fissuração predominantemente vertical com destacamento nas interfaces superior e inferior, o painel INF 05 registou uma fissuração trilinear, concentrando-se a maior deformação no ponto central do painel.

Apesar de se evidenciar um comportamento nitidamente frágil para o painel INF 04 ao contrário do que se verifica para o painel INF 05, ambos os painéis apresentam similaridade na tendência de degradação da rigidez e de dissipação de energia. Contudo nota-se que após a rotura frágil do painel INF 04 conduz a que a energia dissipada em cada ciclo posterior, seja praticamente constante, e no caso do painel INF 05 isso não se verifica já que para deslocamento impostos ainda não experimentados, a energia dissipada para a primeira imposição desse deslocamento aumenta razoavelmente face às segunda e terceira repetição do deslocamento alvo imediatamente anterior.

5

ANÁLISE COMPARATIVA DA CAPACIDADE RESISTENTE PARA FORA-DO-PLANO DE PAREDES DE ENCHIMENTO

5.1. INTRODUÇÃO

A ocorrência de vários fenômenos sísmicos, têm instalado grande dano nos painéis de alvenaria de enchimento inseridos nos edifícios, verificando-se muitas vezes o colapso destes painéis. Este colapso para além de acarretar grandes custos de reparação, muitas das vezes inadequados à manutenção da função do edifício, representa também um risco para o ser humano enquanto ocupante da via pública.

De modo a compreender o comportamento destes painéis quando solicitados por ações que solicitam a resposta para fora-do-plano, é necessária a realização de vários tipos de ensaios para que seja possível analisar a influência de várias variáveis no comportamento do painel para fora-do-plano. Estes ensaios podem ser realizados de forma monotónica, em que o painel é solicitado de forma contínua por deslocamento sucessivamente crescentes, ou de forma cíclica em que são definidos deslocamentos alvo e quando estes são atingidos o sistema de aplicação da solicitação recua e volta a carregar posteriormente, solicitando novamente o painel para o mesmo deslocamento alvo ou para outro superior.

À priori do início desta dissertação, o LESE havia já levado a cabo três ensaios, com o intuito de perceber este comportamento para fora-do-plano dos painéis de alvenaria de enchimento.

Estes ensaios decorreram sobre painéis de alvenaria de enchimento construídos por tijolos cerâmicos, painéis esses construídos à escala real inseridos num pórtico de betão armado. Este pórtico corresponde ao que foi descrito em capítulos anteriores. Estes ensaios tentaram explorar várias variáveis no comportamento para fora-do-plano dos painéis de enchimento, variáveis essas que passam desde o modo de solicitação do painel, à alteração das condições fronteira do painel e até a integridade do painel.

Assim, este capítulo é estruturado em dois subcapítulos principais por forma a não haver desvios no fio condutor pretendido. Enquanto que no primeiro se procura expor, de forma sucinta as diferentes paredes consideradas e os ensaios a que estas foram submetidas, no segundo procede-se à comparação dos resultados entre os ensaios realizados no LESE.

Por fim, apresentam-se algumas conclusões do comportamento para fora-do-plano de painéis de alvenaria de enchimento, que advêm do cruzamento dos resultados obtidos, em função das várias variáveis consideradas no processo.

5.2. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS NO LABORATÓRIO LESE

Neste subcapítulo, pretende-se, numa primeira fase apresentar as três amostras anteriores ao início desta dissertação, assim como os ensaios a que estas foram submetidas. Numa segunda fase, faz-se uma breve exposição de modo a relembrar os ensaios elaborados no decorrer deste trabalho.

Embora sabendo que, mesmo dentro de um conjunto de elementos de uma mesma matéria prima, as propriedades físicas e mecânicas diferem ligeiramente entre as diversas unidades individuais, as paredes foram construídas recorrendo ao mesmo tipo de tijolo de modo a que o material utilizado na construção dos painéis não incorporasse a lista de variáveis principais. Assim todas elas foram reproduzidas recorrendo a tijolos cerâmicos de dimensão $30 \times 20 \times 15 \text{ cm}$ de furação horizontal.

As três paredes são identificadas através da nomenclatura INF 01, INF 02 e INF 03, importando neste ponto apresentar a sua diferenciação, quer ao nível da constituição do painel e das condições de ensaio a que foram sujeitas. Recorre-se assim à seguinte lista:

- INF 01: Parede constituída por um único pano de alvenaria, alinhado com a face exterior da viga em que se apoiava. Este provete foi submetido a um ensaio monotónico após a instalação de um esforço axial de 300 kN nos pilares do pórtico de betão armado;
- INF 02: Também ela constituída por um pano simples alinhado com a face exterior da viga que lhe servia de suporte. O ensaio decorreu sob esforço axial nulo, sendo a solitação do painel para fora-do-plano realizada de forma cíclica;
- INF 03: Esta amostra foi inicialmente construída recorrendo a um pano duplo de alvenaria. A existência de um vazio de 4 cm entre o pano interior com 11 cm de espessura e o exterior com 15 cm de espessura possibilitava que ambos os panos estivessem alinhados com as faces exteriores da viga de suporte. De forma a introduzir dano no painel de alvenaria, este provete foi inicialmente submetido a um ensaio no plano, após o qual se removeu o pano de alvenaria interior para só depois se iniciar o ensaio para fora-do-plano. Ambas as solitações foram transmitidas de forma cíclica ao painel, diferindo apenas no esforço axial a que os pilares estavam submetidos. Enquanto que no ensaio no plano do painel decorreu debaixo de um esforço axial de 300 kN , este foi retirado para a realização do ensaio para fora-do-plano. De referir que o término do ensaio no plano se deu após se atingir um drift de $0,5\%$.

Relativamente aos provetes construídos mais recentemente, continuam a designação atribuídas aos provetes anteriores, isto é, INF 04 e INF 05, os quais serão aqui relembrados.

- INF 04: Parede de alvenaria constituída por um único pano, totalmente apoiada na viga que lhe serve de suporte, submetida a uma solitação cíclica estando os pilares sujeitos a um esforço de compressão de 275 kN ;
- INF 05: Também ela construída recorrendo a um pano simples de alvenaria, parcialmente apoiado, foi submetida a um carregamento cíclico não havendo ação adicional envolvida no processo.

Com o objetivo de proporcionar uma rápida comparação entre todos os ensaios que serão analisados, elaborou-se a Tabela 5.1, na qual é feita a distinção em termos da transmissão da solitação ao painel de alvenaria, da presença ou não de dano no plano do painel e ainda da existência de esforço de compressão nos pilares do pórtico de betão armado.

Tabela 5.1. Síntese dos ensaios realizados.

Parede	Ensaio para Fora-do-Plano	Dano no Plano	Esforço Axial	Condições de Apoio
INF 01	Monotónico	Não	300 kN	Totalmente apoiada
INF 02	Cíclico	Não	0 kN	Totalmente apoiada
INF 03	Cíclico	Sim	0 kN	Totalmente apoiada
INF 04	Cíclico	Não	275 kN	Totalmente apoiada
INF 05	Cíclico	Não	0 kN	Parcialmente apoiada

Individualmente, os ensaios INF 01 e INF 04 podem permitir averiguar a existência de diferenças na realização de ensaios monotónicos face aos cíclicos. Por outro lado, e dado que os ensaios sobre os painéis INF 02 e 05 decorreram sob condições semelhantes possibilitam averiguar a influência do desapoio de parte da espessura no comportamento do painel.

Da comparação dos painéis INF 01 e INF 04 face aos painéis INF 02 e INF 05, poderão ser identificadas conclusões acerca da influência do esforço axial.

5.3. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Com o intuito de apresentar num primeiro momento, os resultados que caracterizam os ensaios para fora-do-plano, recorre-se à Tabela 5.2 para expor a força e o deslocamento ocorridos no momento da rotura de cada provete, assim como o modo de rotura verificado para cada um.

Tabela 5.2. Síntese das roturas verificadas nos ensaios.

Parede	Deslocamento Rotura [mm]	Força de Rotura [kN]	Modo de Rotura
INF 01	21,05	74,9365	Fissuração vertical com destacamento entre o pórtico e o painel de alvenaria nas fronteiras superior e inferior.
INF 02	16,57	68,8294	Fissuração trilinear, estendendo-se do alinhamento central do painel em direção aos cantos inferiores do painel. Deformação concentrada no ponto central do painel juntamente com fissuração na interface superior pórtico/painel.
INF 03	1,25	16,8809	Não se observou fissuração no painel resultante do destacamento nas interfaces esquerda, direita e superior entre pórtico/painel aquando da realização do ensaio no plano.
INF 04	7,23	46,0334	Fissuração vertical ligeiramente à esquerda do alinhamento central do painel.
INF 05	15,21	27,8232	Fissuração trilinear, desenvolvendo-se ligeiramente à direita do alinhamento vertical central, desde o topo até meia altura do painel e prolongando-se daqui em direção aos cantos inferiores

Posteriormente a esta primeira apresentação, prossegue-se a comparação entre todos os ensaios. Esta comparação será realizada através do recurso a várias representações gráficas relativas a: força-deslocamento; degradação da força aplicada; rigidez secante; energia dissipada; modo de rotura e perfis de deslocamentos em função da altura do painel de alvenaria.

5.3.1. FORÇA-DESLOCAMENTO

Apresenta-se nesta primeira fase, na Figura 5.1, e de forma individual, as representações gráficas relativas à curva força-deslocamento para fora-do-plano. Estas representações são apresentadas consoante a natureza do ensaio realizado sobre cada um dos painéis, isto é, ou se apresenta uma curva única ou uma curva histerética para o caso de um ensaio monotónico ou cíclico, respetivamente.

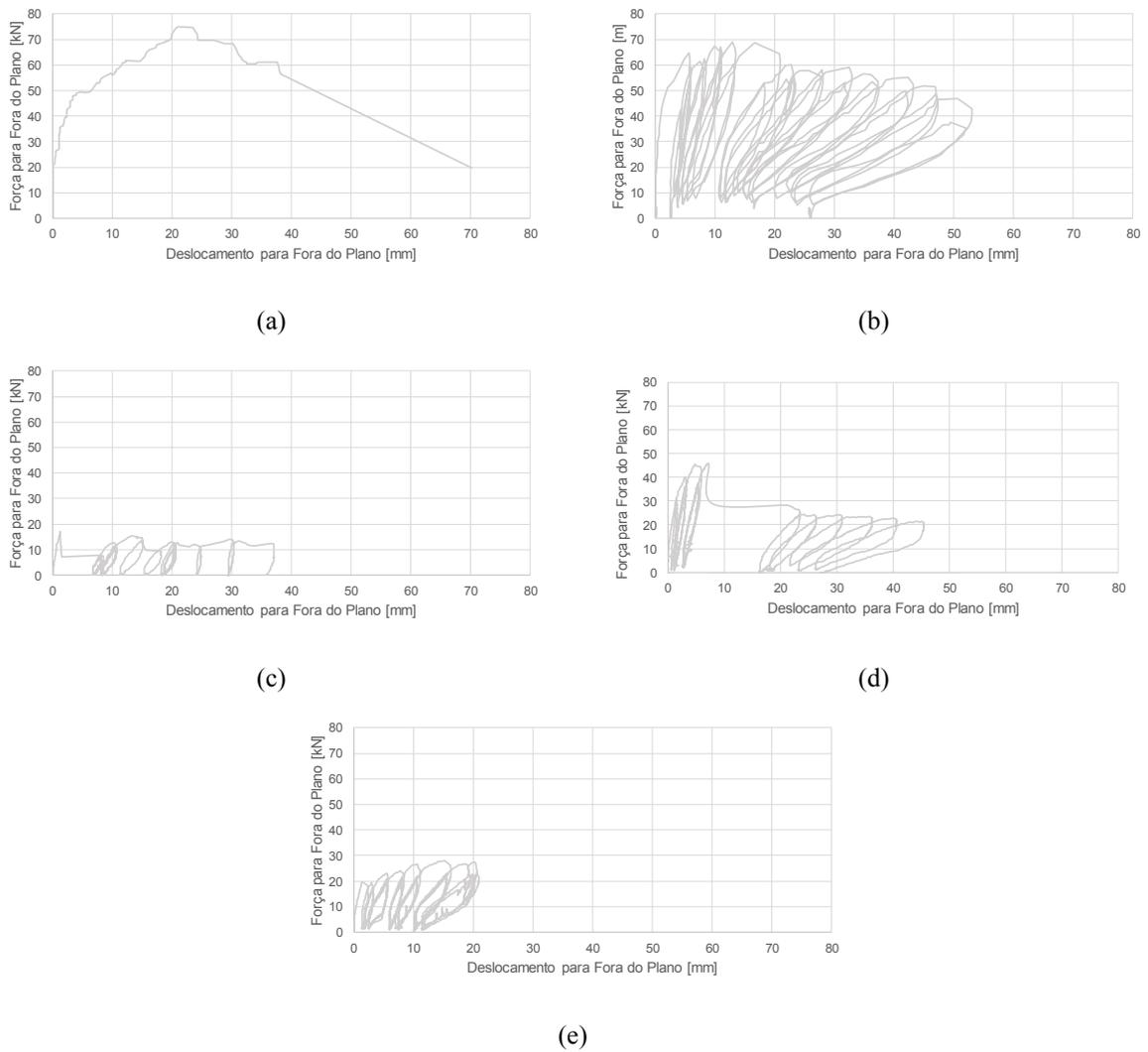


Figura 5.1. Representação gráfica do deslocamento para fora-do-plano em função da força aplicada (a) INF 01 (b) INF 02 (c) INF 03 (d) INF 04 (e) INF 05.

O tratamento de cada ensaio através da sua envolvente e a sua aglomeração num único gráfico possibilita o surgimento da Figura 5.2.

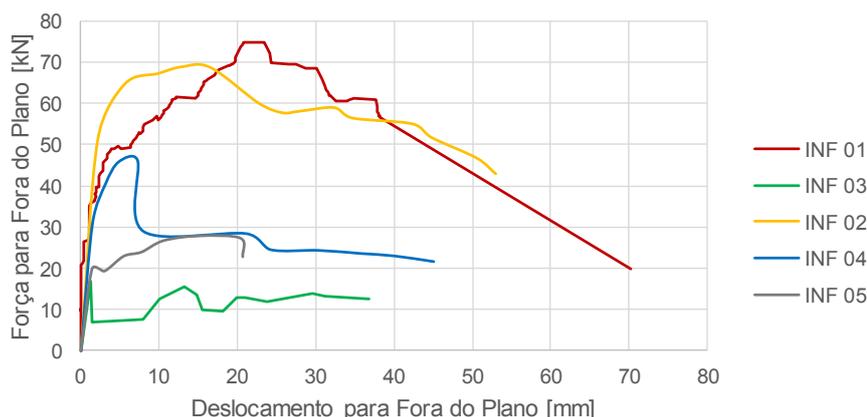


Figura 5.2. Comparação de todos os ensaios recorrendo às suas envolventes Força – Deslocamento.

Numa primeira fase tentar-se-á proceder a uma comparação entre ensaios desenvolvidos sob condições semelhantes, e numa segunda fase relacionar todas as variáveis, caso possível.

A propósito dos painéis INF 01 e INF 04 verifica-se que o primeiro painel registou uma capacidade ligeiramente superior a uma vez e meia à do painel INF 04. Esta diferença não está certamente apenas associada à diferença entre a solitação axial, mas também se deve à influência da resistência da argamassa presente nas juntas de assentamento e à espessura das mesmas. A natureza distinta da transmissão também pode contribuir em parte para esta diferença, a qual não se consegue quantificar.

Relativamente aos painéis INF 02 e INF 05, ambos os ensaios realizados de forma cíclica e sem solitação axial nos elementos de betão armado, nota-se que a rotura vai acontecendo gradualmente e não instantaneamente, e que o facto de o painel INF 05 não estar totalmente apoiado pode ser a razão da sua capacidade resistente ter registado um decréscimo de sensivelmente duas vezes e meia face ao painel INF 02. Porém os deslocamentos para os quais se verifica um maior contributo para a degradação da força, são bastante similares.

A realização do ensaio no plano sobre o painel INF 03, reduziu bastante a sua resistência para fora-do-plano, registando-se para este caso a menor força resistente e o menor deslocamento aquando do esgotamento da capacidade resistente do painel.

De todos os painéis aquele que apresenta um comportamento mais frágil foi o painel INF 04 dada a quebra repentina na curva apresentada. Os restantes painéis registaram uma rotura mais gradual com lenta redução da capacidade resistente.

Na sequência dos resultados apresentados, pode ser tecido um comentário em relação à rigidez inicial apresentada por cada painel. À primeira vista, parece que nenhum painel apresenta uma discrepância nítida em relação aos restantes, dada a quase coincidência dos troços iniciais da curva correspondente a cada ensaio. De modo a eliminar as dúvidas, esta rigidez inicial foi quantificada através da consideração da informação de dois pontos pertencentes ao troço inicial da curva, em detrimento da consideração de um único ponto, método este utilizado aquando da realização das representações relativas à degradação da rigidez do painel.

Desta forma, recorre-se à Figura 5.3 para proporcionar uma melhor identificação do troço selecionado para determinação dos valores que serão apresentados.

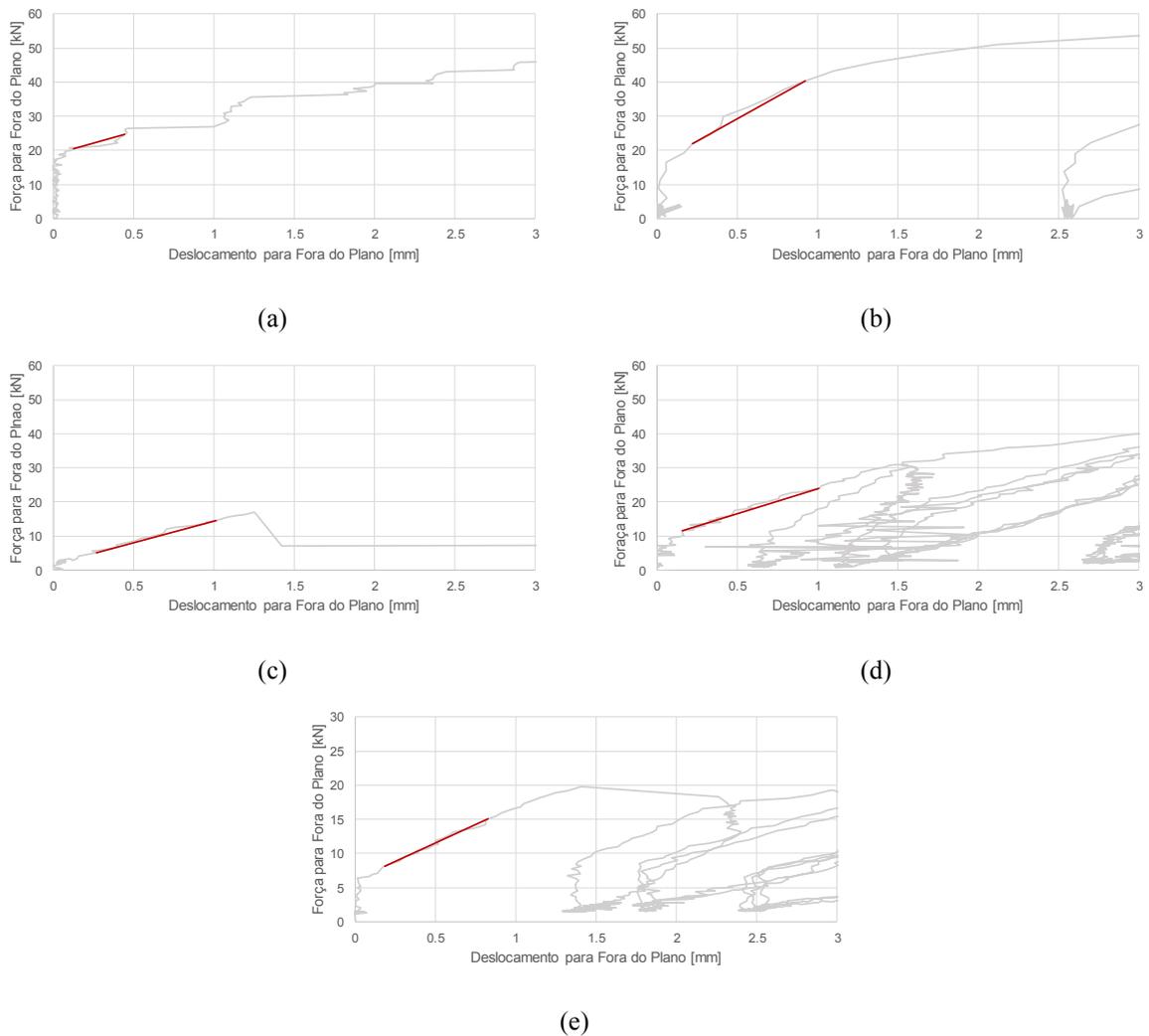


Figura 5.3. Pormenorização da determinação da rigidez inicial para os diferentes painéis de alvenaria.

Com os pontos selecionados para cada painel, os valores obtidos em termos de rigidez inicial correspondem assim a 13481, 26088, 12507, 14583 e 10797 kN/m para os painéis INF 01, INF 02, INF 03, INF 04 e INF 05, respetivamente. Consta-se assim que há três painéis bastante similares e dois que diferenciam, um pela positiva e outro pela negativa.

Em relação ao painel INF 03, e apesar de anteriormente já ter sido submetido a um ensaio no plano do painel, este não viu a sua rigidez para fora-do-plano substancialmente alterada comparativamente com os painéis INF 01 e INF 04. Analisando os ensaios em que se instalou esforço axial nos pilares, verifica-se que o painel INF 01, onde a sollicitação axial vertical era maior, apresenta uma diminuição de 7,6% em relação ao painel INF 04 em que a sollicitação axial era ligeiramente inferior. Atendendo aos painéis INF 02 e INF 05, verifica-se um decréscimo de 58,6% da situação totalmente apoiada para a parcialmente apoiada.

Relacionando os ensaios em que existia esforço axial nos pilares com aqueles em que tal não acontecia, parece haver evidência da diminuição da rigidez inicial para sollicitações para fora-do-plano quanto maior é a sollicitação axial nos pilares. Face ao painel INF 02, em que os pilares não apresentam

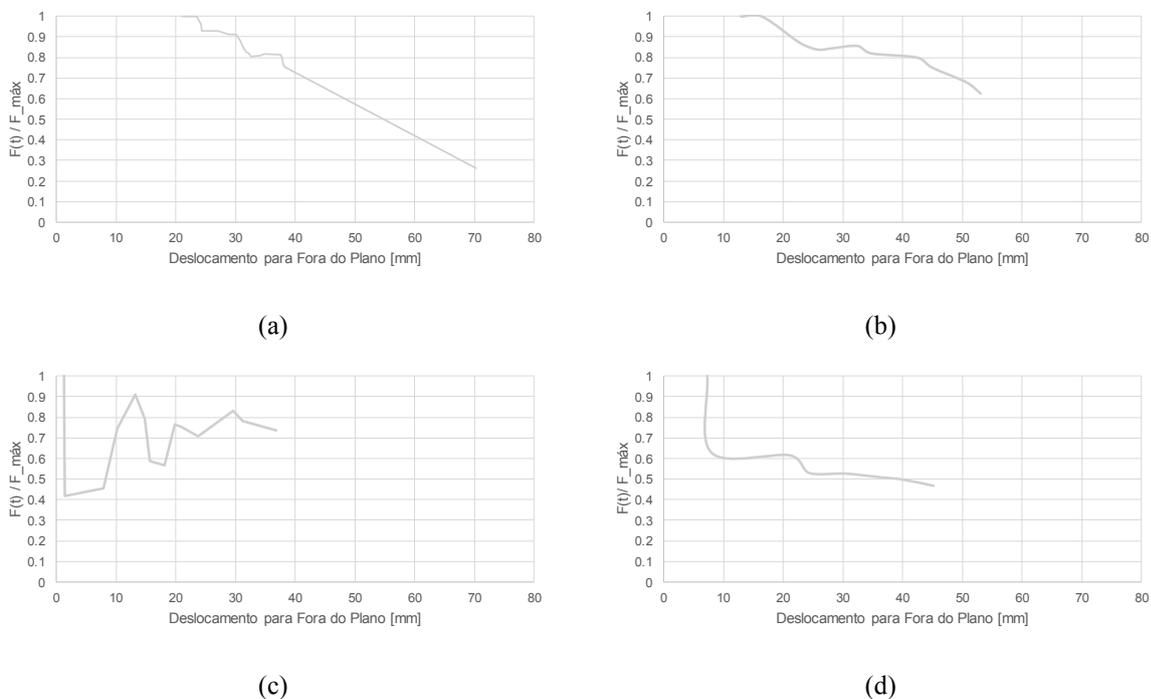
solicitação axial, os painéis INF 01 e INF 04 apresentam uma diminuição da sua rigidez inicial de $-48,3\%$ e $-44,1\%$ respetivamente.

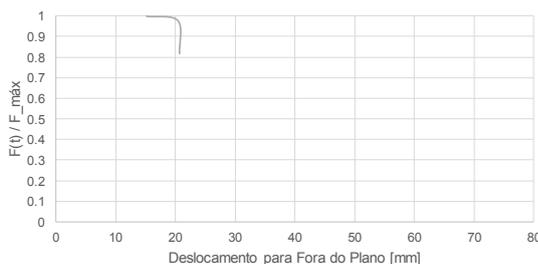
Os resultados apresentados permitem constatar que em termos de força de rotura, os painéis INF 01 e INF 02 são os que mais se aproximam. As diferenças para os dois ensaios passam pela natureza distinta de aplicação da solicitação ao painel, monotónica e cíclica, e a instalação de esforço axial nos elementos verticais do pórtico de betão armado. Analisando estes dois painéis parece que a presença de esforço axial nos pilares de betão armado possibilita aumentar a capacidade resistente do painel de alvenaria para fora-do-plano.

O ensaio monotónico parece funcionar como uma envolvente exterior, face à qual se inserem os ensaios cíclicos. Os ensaios cíclicos apresentam uma tendência para apresentarem menor capacidade resistente e a rotura acontecer para deslocamentos inferior aos ocorridos para um ensaio monotónico. Esta diminuição da capacidade resistente pode estar diretamente relacionada com as n repetições dos deslocamentos alvo pretendidos. Cada uma destas repetições tem a si associada a quebra de ligações de atrito. Tal implica que, não seja atingida uma força tão elevada quando o painel é solicitado para deslocamentos superiores, comparativamente à situação em que no ensaio cíclico apenas fosse realizado um ciclo para cada deslocamento alvo.

5.3.2. DEGRADAÇÃO DA FORÇA

Apresenta-se nesta primeira fase, na Figura 5.4, e de forma individual, as representações gráficas relativas à curva da degradação da força transmitida a cada painel após ocorrer a força máxima registada no ensaio correspondente. Estas representações são apresentadas sob a forma de envolvente devido à realização de ensaios cíclicos, à exceção do ensaio sobre o painel INF 01.





(e)

Figura 5.4. Representação gráfica da degradação da força transmitida ao painel (a) INF 01 (b) INF 02 (c) INF 03 (d) INF 04 (e) INF 05.

Por forma a tornar a comparação entre todos os ensaios mais fácil, procedeu-se à realização de uma representação única, Figura 5.5, aglomerando-se a todas as curvas apresentadas anteriormente.

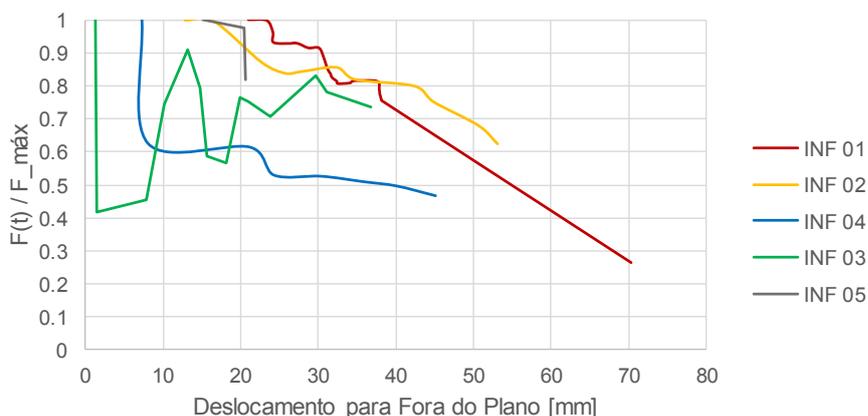


Figura 5.5. Comparação dos ensaios em termos de degradação da força aplicada.

Face à informação exposta, constata-se, à exceção do painel INF 03 cuja explicação se fará mais à frente, uma tendência mais ou menos acentuada, dependendo do modo de rotura ocorrido, para aumentar o deslocamento para fora-do-plano do painel, exigindo para tal uma força transmitida menor.

A representação gráfica relativa ao painel INF 03 adquire uma forma particular, uma vez que a realização do ensaio no plano previamente à realização do ensaio para fora-do-plano, quebrou as interfaces esquerda, direita e superior entre o painel e o pórtico de betão armado. Assim, e uma vez que o ensaio para fora-do-plano foi realizado de forma cíclica, sempre que o sistema de airbags contraía, tornou-se necessário proceder a um empurro manual do painel, o mais próximo possível, para a sua posição original, para que este pudesse sofrer um novo ciclo de solicitação.

Na sequência da Figura 5.5, parece haver evidência de que a presença de solicitação axial nos pilares do pórtico proporciona a ocorrência, em certo instante, de um aumento significativo do deslocamento para fora-do-plano tendo a variação da força aplicada ao painel sido negligenciável, ou seja, a presença de esforço axial dita o modo como ocorrerá a rotura, de forma gradual e progressiva, semelhante a um corpo com alguma ductilidade, ou repentinamente como um corpo frágil.

5.3.3. RIGIDEZ SECANTE

Apresenta-se nesta primeira fase, na Figura 5.6, e de forma individual, as representações gráficas relativas à curva da degradação da rigidez ao longo do ensaio. Estas representações são apresentadas sob a forma de envolvente devido à realização de ensaios cíclicos para todos os painéis, à exceção do ensaio sobre o painel INF 01 realizado monotonicamente.

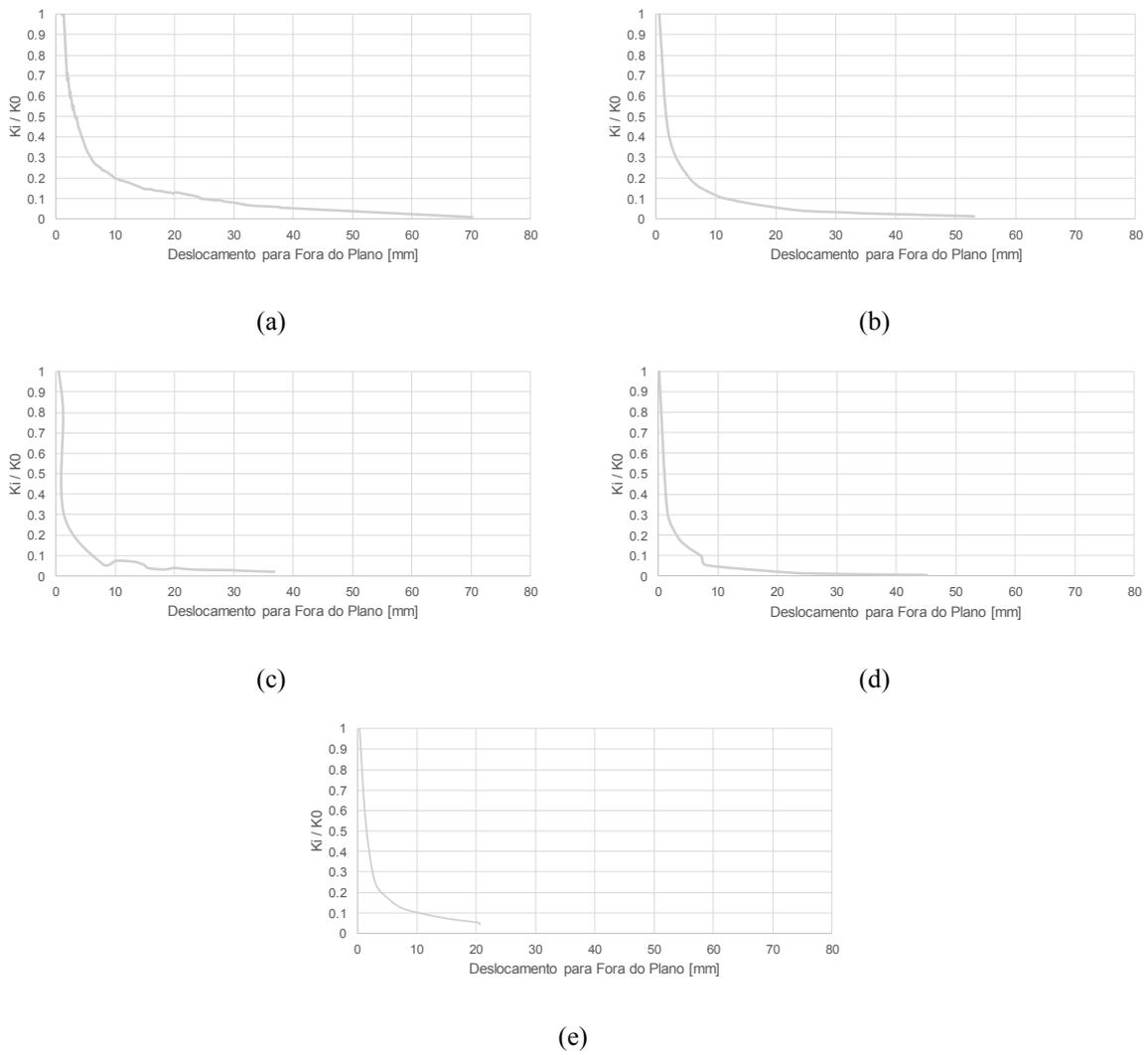


Figura 5.6. Representação gráfica da degradação da rigidez (a) INF 01 (b) INF 02 (c) INF 03 (d) INF 04 (e) INF 05.

Apresenta-se na Figura 5.7 a junção de todas as representações apresentadas na figura anterior de modo a facilitar a leitura e comparação entre os diversos ensaios.

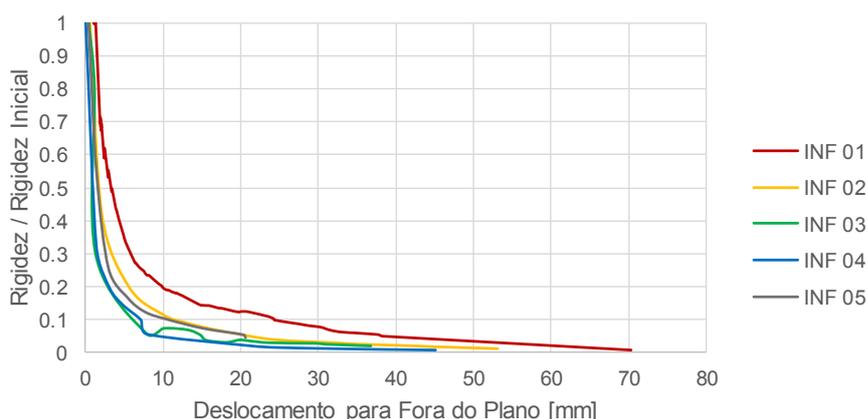


Figura 5.7. Comparação dos ensaios em termos de degradação da rigidez.

Como seria de esperar, face à natureza deste tipo de elemento não estrutural, é notória a tendência da diminuição da rigidez que o painel proporciona com o aumento do dano no painel e correspondente diminuição de integridade interna. O eixo horizontal é uma assíntota das representações uma vez que rigidez nula implicaria um deslocamento infinito, sendo este impraticável.

O painel que diminuiu mais lentamente a rigidez face aos deslocamentos que lhe eram impostos foi INF 01, dado o maior afastamento da curva à origem do referencial; em situação contrária encontra-se o painel INF 04. Por exemplo para um deslocamento de 5 *mm* a rigidez do painel INF 01 é 145 % superior à do painel INF 04, esta diferença sobe caso se fale num deslocamento de 25 *mm* onde a rigidez apresentada pela INF 01 é sete vezes superior à INF 04. Esta diferença vai diminuindo à medida que o deslocamento comparado aumenta. Isto acontece uma vez que a rotura do painel INF 04 ocorreu para um deslocamento bastante menor comparativamente ao painel INF 01.

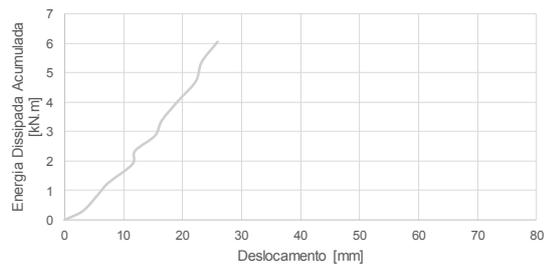
Embora não totalmente apoiado, o painel INF 05 proporcionou uma redução de rigidez ligeiramente superior ao painel INF 04 e muito similar ao painel INF 02. Uma vez que para estes painéis, não é possível estabelecer a diferença percentual para os mesmos deslocamentos adotados anteriormente, utilizar-se-á aqui a diferença entre deslocamentos ocorridos de 5 e 20 *mm*. Daqui resulta que o painel INF 02 apresenta uma diferença de 16% e -8% face ao painel INF 05, para os deslocamentos referidos. Isto permite aferir que estes ensaios, que decorreram sob condições semelhantes, apresentam um comportamento em relação à degradação da rigidez bastante próximo.

Comparações do mesmo género entre os painéis INF 02 e INF 05 com o painel INF 01 ficarão situadas entre a comparação efetuada entre os painéis INF 01 e 04.

5.3.4. ENERGIA DISSIPADA

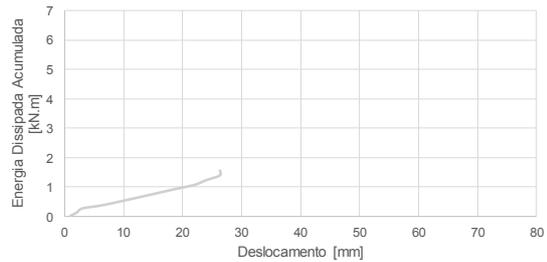
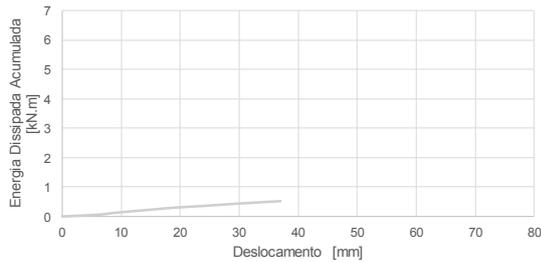
Numa primeira fase, Figura 5.8, são apresentadas de forma individual, as representações gráficas relativas à energia dissipada acumulada ao longo do ensaio. Estas representações são apresentadas sob a forma de envolvente devido à realização de ensaios cíclicos para todos os painéis, à exceção do ensaio sobre o painel INF 01 realizado monotonicamente.

(Não Aplicável)



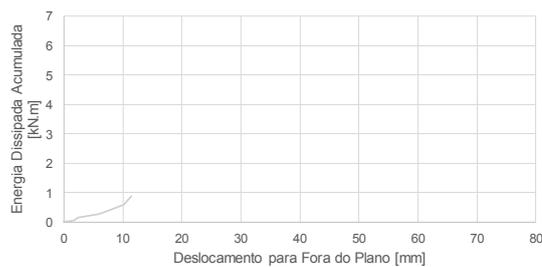
(a)

(b)



(c)

(d)



(e)

Figura 5.8. Representação gráfica da energia dissipada ao longo do ensaio (a) INF 01 (b) INF 02 (c) INF 03 (d) INF 04 (e) INF 05.

Uma vez que o ensaio sobre o painel INF 01 foi realizado de forma monotônica, não faz qualquer sentido falar em energia dissipada, contrariamente ao que diz respeito aos restantes ensaios levados a cabo. Na Figura 5.9 constam todas as curvas da Figura 5.8 com o intuito de descomplicar a comparação dos ensaios.

Uma vez que a lei de carga transmitida aos dois painéis de alvenaria de enchimento não foi a mesma, uma comparação direta entre a energia dissipada pelos painéis analisados não pode levada a cabo.

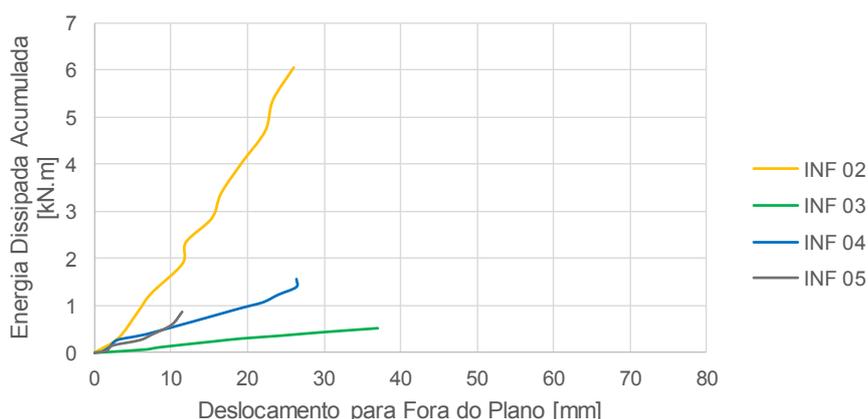


Figura 5.9. Comparação dos ensaios em termos de energia dissipada.

Pegando apenas nos ensaios INF 02 e INF 05, analisando a energia dissipada para vários deslocamentos ocorridos, analisar-se-á a tendência entre as diferenças obtidas. Para deslocamentos de 2,5, 5 e 10 mm a energia dissipada pelo painel INF 02 foi 2, 4,6 e 3,3 vezes superior à da INF 05, respectivamente para cada deslocamento indicado. Verifica-se assim que o painel INF 05 não foi tão eficaz ao nível de dissipar energia para os elementos que o circunscreviam. Esta “incapacidade” pode ser consequência de uma menor área de contacto com esses elementos, dado que este painel se encontrava parcialmente apoiado.

Olhando para os ensaios INF 04 e INF 05, em que para além do desapoio parcial da parede e a existência de esforço axial num deles, a diferença não é tão expressiva. Para um deslocamento de 2,5 mm a energia dissipada pelo painel INF 04 é sensivelmente o dobro da verificada no painel INF 05, porém para um deslocamento de 5 mm a mesma relação sofre um decréscimo para 1,7 vezes superior.

Embora nesta parte inicial, no ensaio efetuado no painel INF 04 tenha dissipado mais energia face ao painel INF 05, a partir de deslocamentos de 10 mm parece haver evidência da troca de papéis. Tal permite, embora sem muitas certezas, indicar que são os ensaios onde o esforço axial nos pilares é inexistente, os que dissipam mais energia daquela que lhes é transmitida aquando da sua solicitação para fora-do-plano.

5.3.5. PADRÃO DE DANO

Este tópico tem como principal objetivo proporcionar uma imediata perceção dos modos de rotura ocorridos em cada um dos painéis de enchimento, recorrendo para isso a diferentes esquemas representativos de cada um dos painéis, enquadrados na Figura 5.11. Uma descrição preliminar do dano no painel já tinha sido apresentada na Tabela 5.2. Uma vez que sobre o painel INF 03 foi numa primeira fase realizado um ensaio no plano, apresenta-se na Figura 5.10 o dano observado em cada pano do painel, no fim deste ensaio.

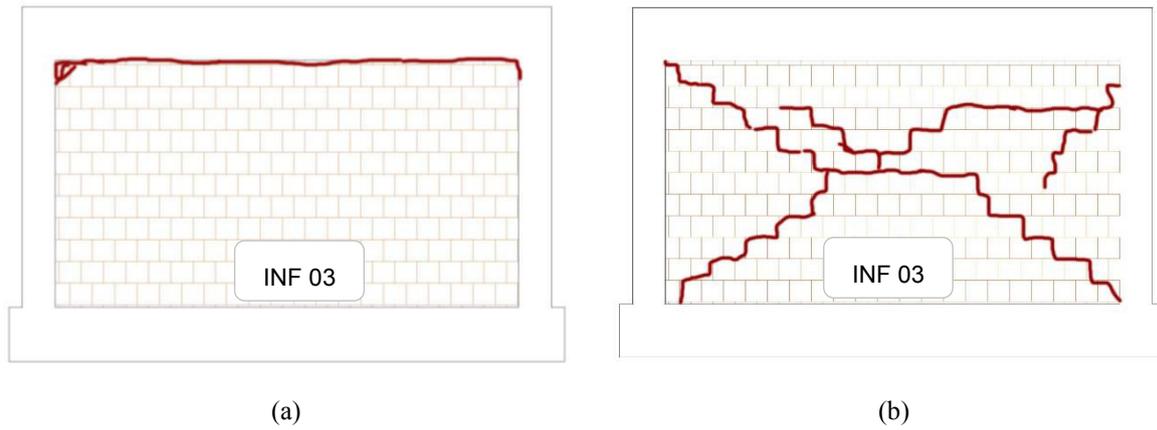
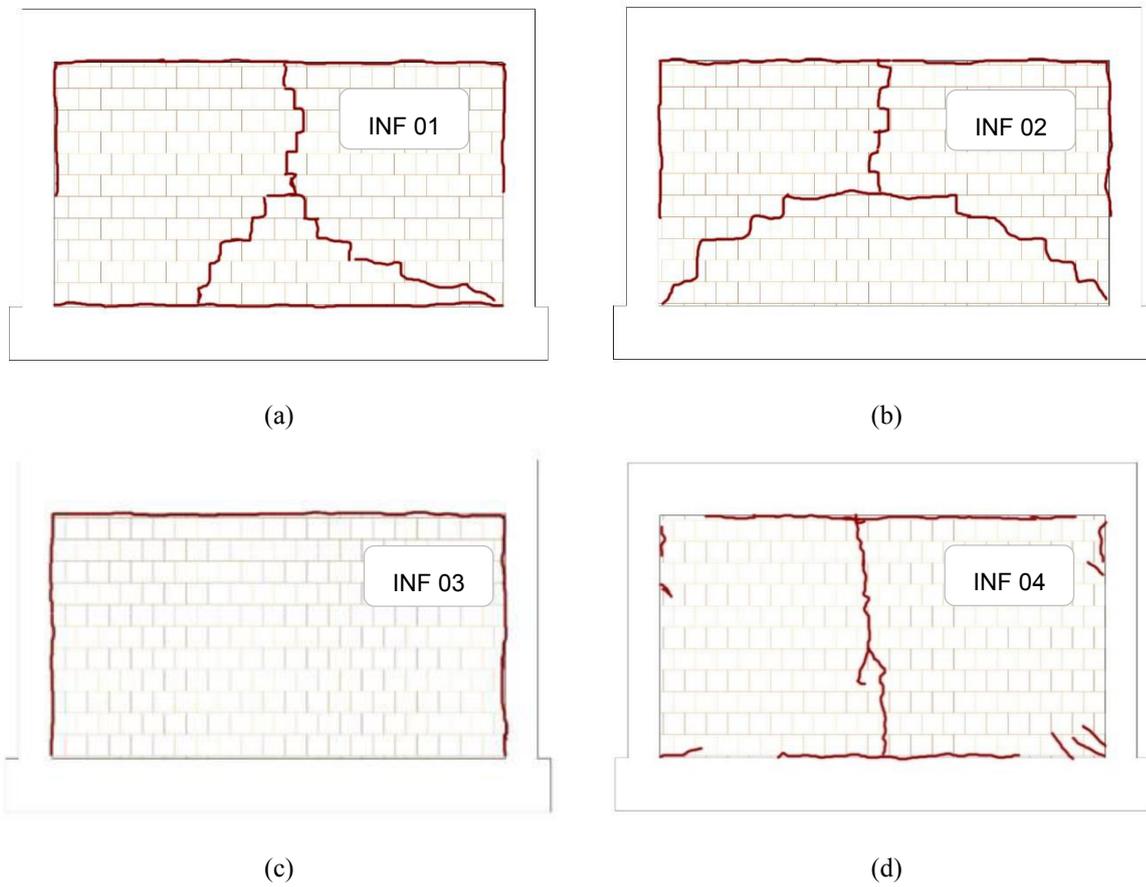
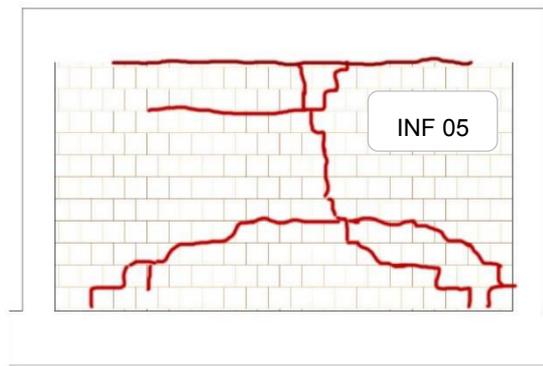


Figura 5.10. Dano observado após a realização do ensaio no plano do painel INF 03 (a) pano frontal (b) pano traseiro.





(e)

Figura 5.11. Apresentação do modo de rotura verificado no ensaio para fora-do-plano (a) INF 01 (b) INF 02 (c) INF 03 (d) INF 04 (e) INF 05.

Uma cuidada observação destes esquemas possibilitar encontrar semelhanças entre as roturas para alguns dos painéis. É o caso dos painéis INF 02 e INF 05, onde se regista um padrão de fissuração trilinear, com concentração do dano no centro do painel. O painel INF 03 apenas regista dano nas interfaces esquerda, direita e superior entre o painel e o pórtico, consequência direta da instalação de dano no painel através da realização do ensaio no plano do painel anteriormente à realização do ensaio para fora-do-plano.

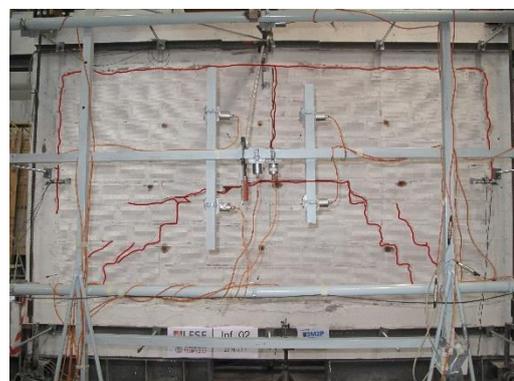
Relativamente ao painel INF 01, ocorreu um destacamento entre o painel e o pórtico nas interfaces inferior e superior, e uma fissuração predominantemente vertical. O painel INF 04 exhibe uma fissuração totalmente vertical, ligeiramente à esquerda do alinhamento central do painel, consequência da rotura brusca do painel.

5.3.6. DANO FINAL OBSERVADO

Na sequência dos esquemas apresentados no ponto imediatamente acima, exhibe-se na Figura 5.12, um registo fotográfico dos danos observados no fim de cada ensaio, tendo sido utilizado um programa de edição de fotografias, Photoshop, de forma a tornar mais perceptíveis as fissuras ocorridas e reforçar as ideias transmitidas em 5.3.5.



(a)



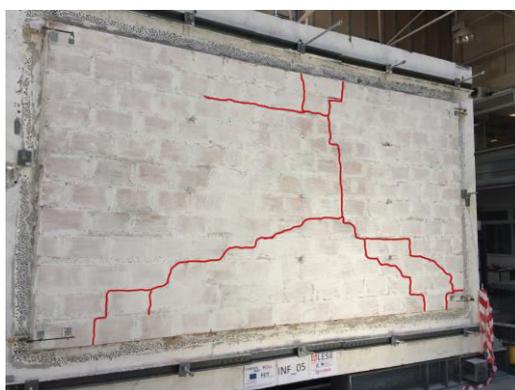
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 5.12. Esquema do dano ocorrido para cada parede ensaiada (a) INF 01 (b) INF 02 (c) INF 03 (d) INF 04 (e) INF 05.

5.3.7. PERFIS DE DESLOCAMENTOS

Com o intuito de proporcionar uma imagem visual dos deslocamentos ocorridos no painel, permitindo uma abstração momentânea dos valores concretos, apresentam-se de seguida perfis de deslocamentos em altura para os alinhamentos esquerdo, central e direito para a força máxima ocorrida em cada um dos ensaios, e para uma força última, sendo esta admitida como uma situação em que a deformação do painel é caracterizadora do seu estado final aquando do término do ensaio.

São também apresentados perfis de deslocamentos para cada quarto da altura da parede em função do comprimento do painel. Enquanto que os primeiros perfis, funcionam como uma vista lateral de cada alinhamento vertical, os segundos funcionam como uma vista de topo, para cada uma das alturas.

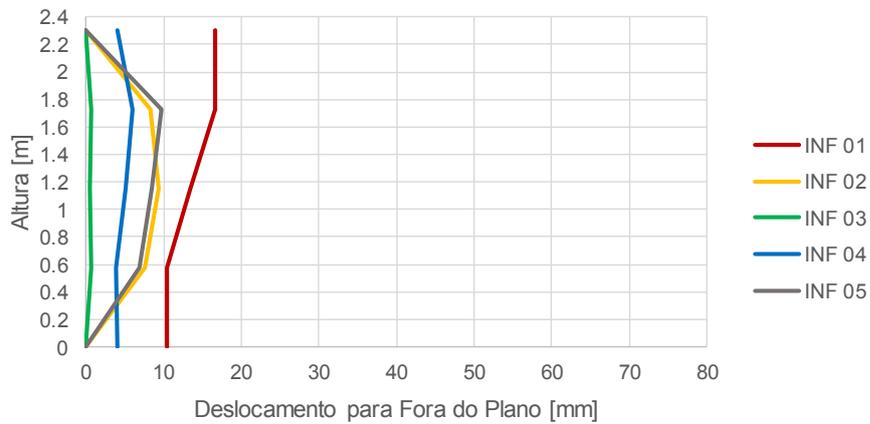
De forma a não misturar perfis de deslocamentos verticais com horizontais, optou-se por apresentar primeiramente os verticais para cada uma das forças referidas, e só depois apresentar os perfis de deslocamentos horizontais.

As configurações deformada, aqui apresentadas, podem ser interligadas com as informações em 5.3.5 e 5.3.6.

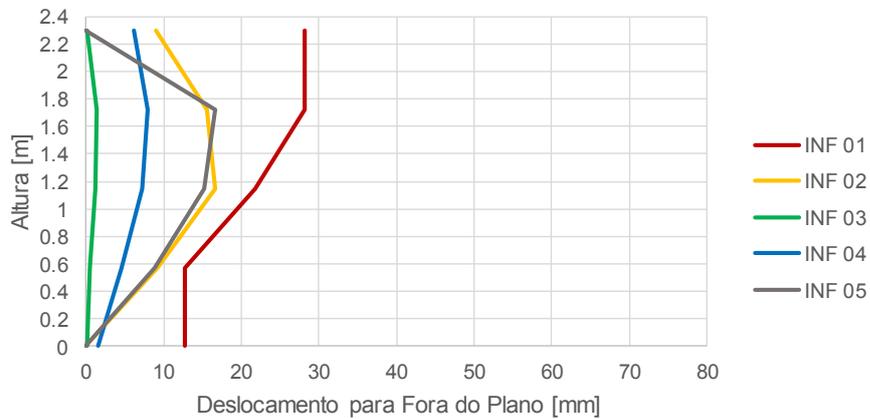
Como no capítulo 4, se apresentaram perfis de deslocamentos verticais para cada alinhamento e para forças além da máxima e última, constam no Anexo D, representações análogas às apresentadas no capítulo referido, relativas aos painéis INF 01, INF 02 e INF 03.

5.3.7.1. Perfis de Deslocamentos em Altura para $F_{m\acute{a}x}$

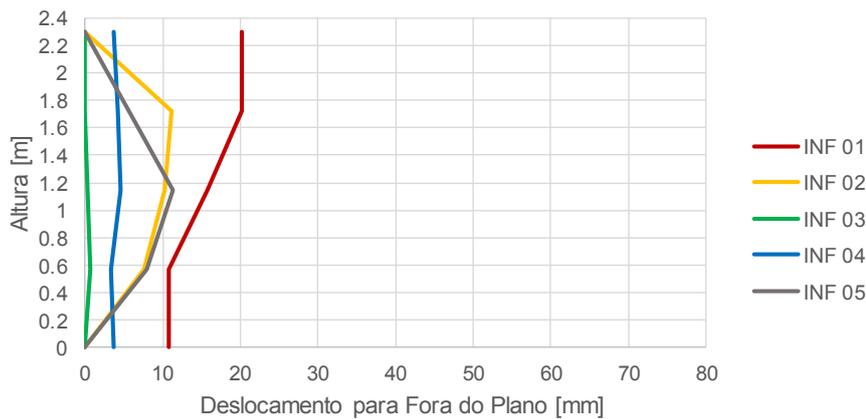
Na Figura 5.13 é possível observar a deformação ocorrida em cada alinhamento vertical considerado, para cada um dos painéis ensaiados, aquando da ocorrência da força máxima. De certo modo a observação das diferentes configurações possibilita relacionar tanto as deformações em altura em cada alinhamento como relacioná-las entre os diferentes alinhamentos.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.13. Representação dos perfis em altura para cada alinhamento correspondente a $F_{m\acute{a}x}$ (a) Alinhamento Esquerdo (b) Alinhamento Central (c) Alinhamento Direito.

Relembra-se que para as representações relativas ao alinhamento direito, o incorreto funcionamento do LVDT colocado a $3H/4$ implica uma representação deficiente do perfil de deslocamentos correspondente aos painéis INF 04 e INF 05.

A figura apresentada, evidencia que a maior concentração da deformação ocorre em torno do centro do painel em todos os provetes, e seguidamente é a interface superior do painel que tende a apresentar maior deslocamento para fora-do-plano comparativamente à base do mesmo.

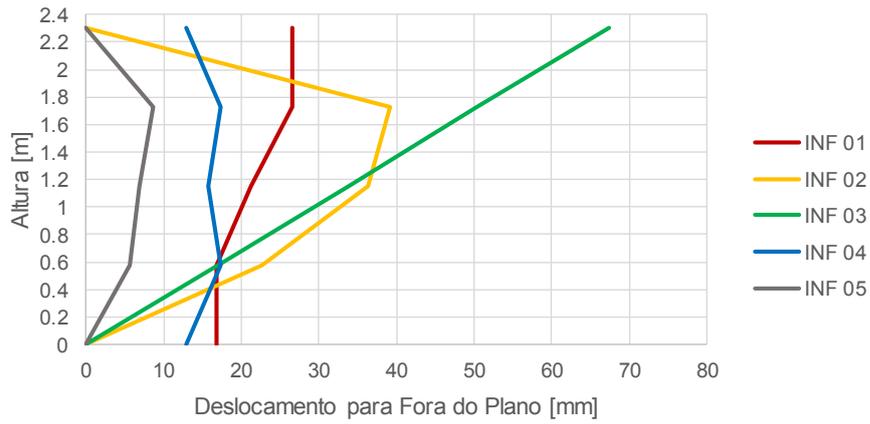
Relativamente aos ensaios INF 02 e INF 05, constata-se que os deslocamentos nos três alinhamentos são bastante próximos, apresentando a maior deformação para o centro do painel, diferenciando à medida que nos aproximamos do limite superior no alinhamento central, consequência do maior destacamento do painel INF 02 comparativamente com o destacamento praticamente nulo do painel INF 05. Recorde-se que os ensaios executados sobre estes dois painéis apresentam como principal diferença, o segundo painel estar parcialmente apoiado.

No que respeita aos painéis INF 01 e 04, verificam-se grandes diferenças em termos de deslocamentos para fora-do-plano do ensaio monotónico para o cíclico, embora as configurações deformadas apresentem semelhanças. A maior diferença entre os deslocamentos dos dois painéis em questão, ocorre no alinhamento central a meia altura, para a qual o ensaio monotónico apresenta um deslocamento três vezes superior ao obtido para o ensaio cíclico. É ainda possível constatar que o ensaio cíclico apresenta deslocamentos mais homogêneos para os três alinhamentos comparativamente com o ensaio monotónico.

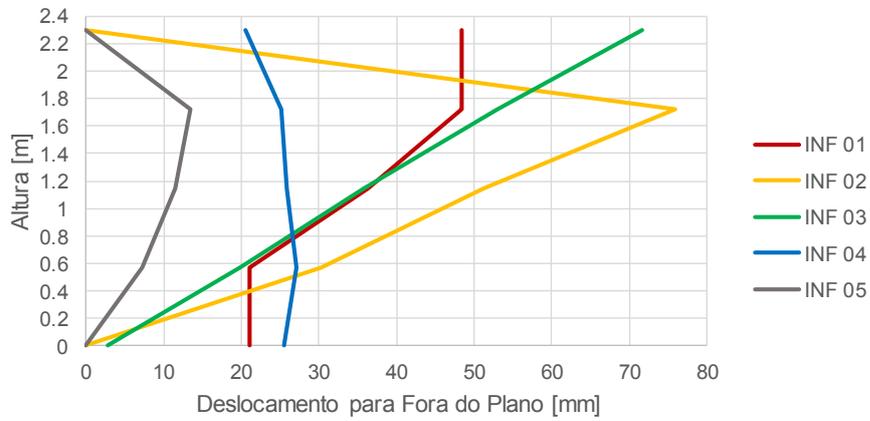
Como o painel INF 03 já se encontrava fragilizado, os deslocamentos para fora-do-plano ocorridos para a força máxima são mínimos.

5.3.7.2. Perfis de Deslocamentos em Altura para $F_{\acute{u}lt}$

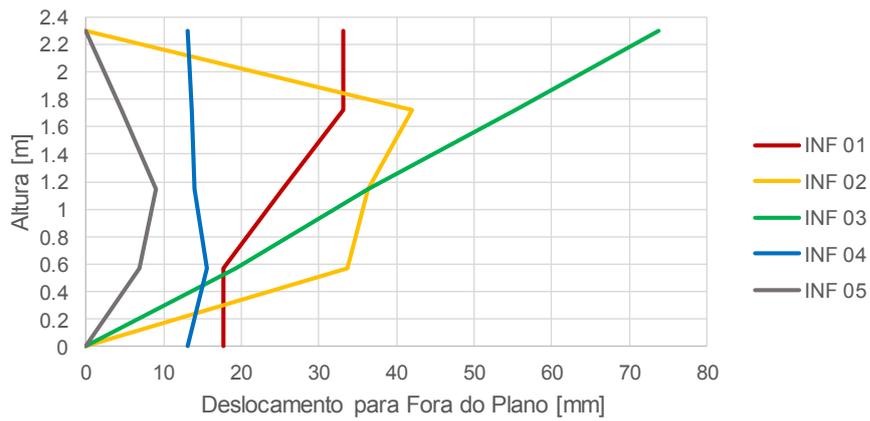
A Figura 5.14 é semelhante à anteriormente apresentada, diferindo daquela no instante representado.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.14. Representação dos perfis em altura para cada alinhamento correspondente a F_{ult} (a) Alinhamento Esquerdo (b) Alinhamento Central (c) Alinhamento Direito.

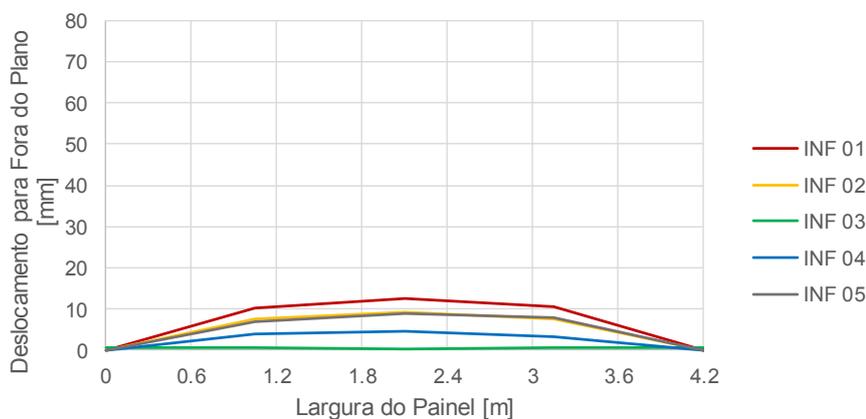
O painel que maior evolução apresentou face à Figura 5.13 foi o painel INF 03, em que se pode dizer que a fragilização de todas as interfaces, à exceção da inferior, levou a que houvesse rotação em relação a esta última.

Para este instante, os papéis inverteram-se em relação às configurações da ocorrência de $F_{máx}$. Para esta situação, há uma aproximação entre os deslocamentos obtidos para os painéis INF 01 e 04, em que a diferença desce para os 40%; e um afastamento do painel INF 02 perante o INF 05, onde o deslocamento do primeiro é aproximadamente 4,5 vezes superior ao do segundo painel.

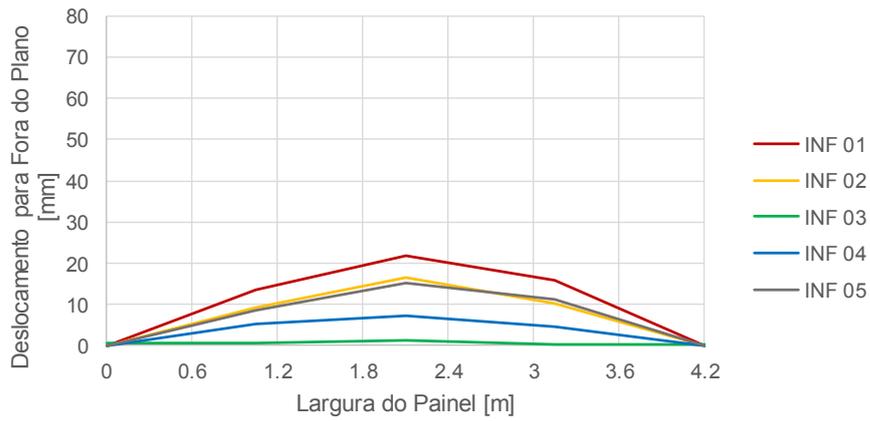
Outra constatação que salta á vista, é o facto de ter sido o painel parcialmente apoiado a registar os menores deslocamentos para esta força última, independentemente do alinhamento e altura analisados. Tal pode resultar de este ser o único painel em que a última fiada de tijolos correspondia a um tijolo completo, ao contrário do que aconteceu com os restantes painéis em que se tornou necessário partir parcialmente o tijolo. Isto pode dificultar a rotação e/ou translação desta última fiada face à viga superior do pórtico.

5.3.7.3. Perfis de Deslocamentos Horizontais para $F_{máx}$

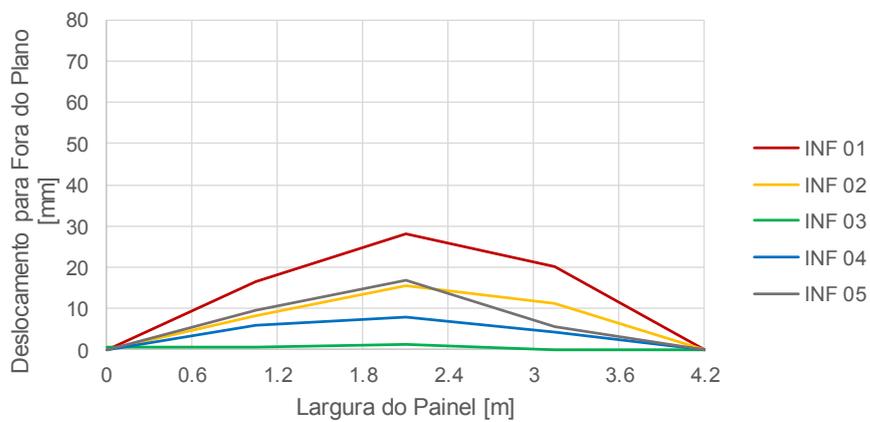
Como o nome deste ponto indica, aqui são apresentados os deslocamentos para fora-do-plano do painel, para cada quarto da altura da parede, ao longo do comprimento do painel aquando da instalação da força máxima no painel de enchimento. Com essa finalidade é aqui inserida a Figura 5.15.



(a)



(b)

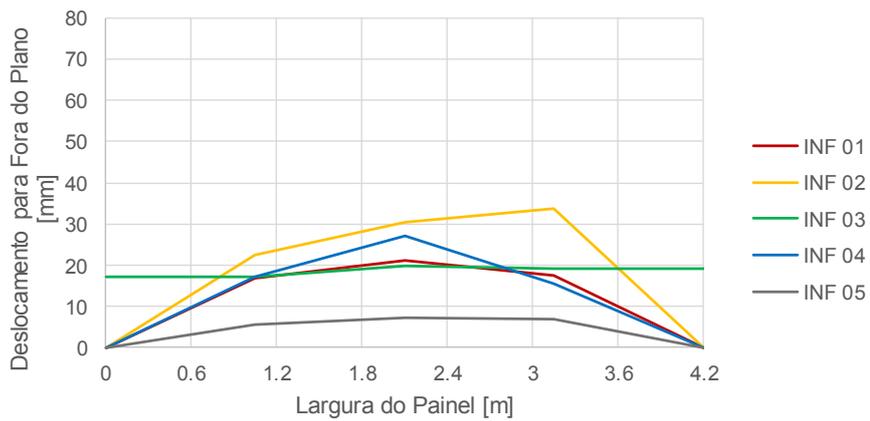


(c)

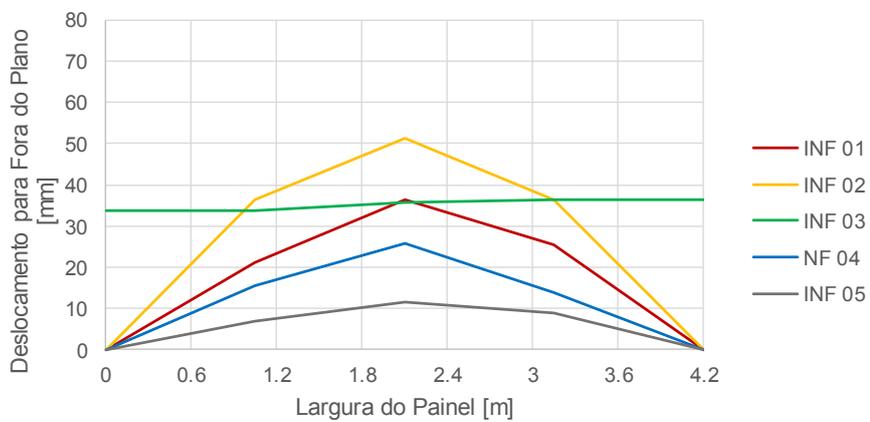
Figura 5.15. Perfis de Deslocamentos Horizontais correspondente a $F_{m\acute{a}x}$ (a) $H/4$ (b) $H/2$ (c) $3H/4$.

5.3.7.4. Perfis de Deslocamentos Horizontais para $F_{\acute{u}lt}$

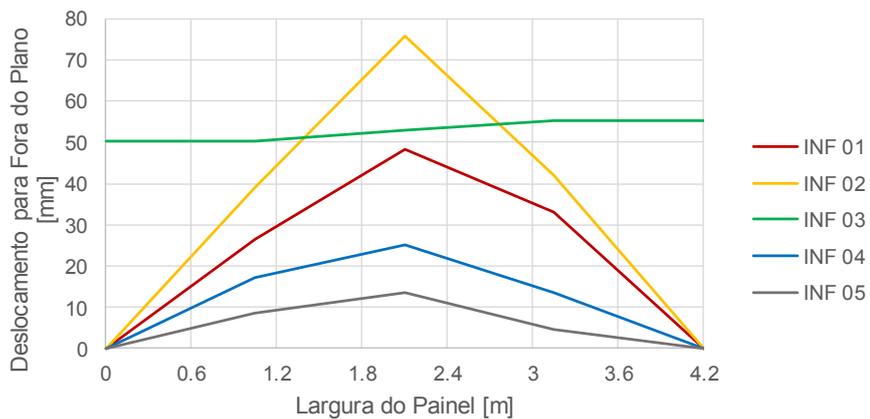
À semelhança do que foi feito para os perfis verticais, em que retrataram os instantes da ocorrência da força máxima e de uma força última, e uma vez que já foram apresentados deslocamentos horizontais para a força máxima, cabe à Figura 5.16 retratar a configuração deformada relativa ao término dos ensaios.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.16. Perfis de Deslocamentos Horizontais correspondente a $F_{\text{últ}}$ (a) $H/4$ (b) $H/2$ (c) $3H/4$.

Da análise dos pontos 5.3.7.3 e 5.3.7.4, é possível constatar o mesmo que relativamente aos perfis verticais. Olhando cada painel isoladamente, há um aumento da amplitude da deformada da ocorrência da força máxima para o instante final do ensaio, assim como nas passagens das alturas $H/4$ em direção

a $3H/4$. Como já tinha sido constatado, o maior aumento é proporcionado pelo painel INF 03. Porém também ocorreu uma grande ampliação dos deslocamentos para a altura $3H/4$ do painel INF 02, dado o destacamento ocorrido na interface superior.

Constata-se a concentração da maior deformação segundo o alinhamento central do painel e que os deslocamentos dos alinhamentos esquerdo e direito, na maior parte das situações, são quase simétricos em relação ao alinhamento central.

O painel INF 04 apresenta alguma regularidade nos deslocamentos sofridos durante o ensaio; para além da simetria em relação ao alinhamento vertical central, é possível notar segundo um mesmo alinhamento vertical, os deslocamentos para fora-do-plano são idênticos independentemente da altura considerada.

5.4. CONCLUSÕES

Face ao exposto ao longo deste capítulo algumas constatações foram tiradas.

A primeira é relativa à comparação entre ensaios monotónicos e cíclicos. Repare-se que a realização de ensaios cíclicos, conduz por norma a valores inferiores para a capacidade resistente do painel em análise. Tal redução tem origem na quebra de ligações internas na constituição do painel, e conseqüente diminuição do número de ligações de atrito na repetição de ciclos de sollicitação impostos ao painel. Este facto, proporciona que o ensaio monotónico represente uma envolvente, interior à qual se inserem os ensaios cíclicos.

Relativamente às variáveis estudadas, entre as muitas combinações possíveis, verificou-se que a introdução de esforço axial nos elementos verticais do pórtico, no qual se integrava o painel de alvenaria de enchimento, implicava uma redução da rigidez do painel no comportamento deste a ações para fora-do-plano. Por outro lado, a presença desta sollicitação axial nos pilares, possibilitava que a capacidade resistente do painel fosse aumentada comparativamente a estudo efetuados sem a presença de compressão vertical nos pilares.

Constatou-se também que o grau de confinamento do painel, tem conseqüência em termos do modo de rotura que ocorrerá no painel de enchimento. Por exemplo, a presença do referido esforço axial nos pilares conduz a uma rotura mais frágil comparativamente aos painéis em que tal ação não era considerada, nos quais a rotura se processava de uma forma mais lenta e gradual.

Em termos de degradação da rigidez ao longo do ensaio, e como seria de esperar, à uma nítida tendência para que esta diminuía à medida que o painel vai experimentando níveis de sollicitação superiores. Esta diminuição é muito mais acentuada na parte inicial do ensaio, diminuído mais lentamente à medida que o fim do ensaio se aproxima.

Relativamente à dissipação da energia, é no momento em que ocorre a rotura onde se dá o pico de dissipação de energia. A presença de esforço axial nos pilares, parece ser uma variável que conduz a que essa dissipação de energia diminua comparativamente a ensaios em que essa compressão vertical não era instalada.

Em termos de configuração deformada do painel, o modo de rotura tem conseqüências diretas na sua distribuição ao longo do painel. Contudo na campanha experimental realizada, verificou-se uma concentração das maiores deformações do painel em torno do centro deste, independentemente das condições de apoio dos painéis. Em alguns casos foi mesmo possível constatar alguma simetria de deslocamentos face ao alinhamento vertical central do painel, isto relativo aos perfis horizontais. No que diz respeito aos perfis de deslocamentos verticais, registou-se apenas um caso em que havia simetria de deslocamentos em altura.

A realização de ensaios no plano do painel, acarreta uma diminuição da capacidade resistente do painel para ações perpendiculares ao seu plano, sem acarretar, no entanto, grandes alterações de rigidez para tais ações.

6

IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA DE PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

6.1. INTRODUÇÃO

Tendo por base o trabalho apresentado por Lopes [42], todas as estruturas podem ser caracterizadas através da massa, amortecimento e rigidez. Estas características relacionam-se através da equação fundamental da dinâmica, equação (6.1),

$$M \cdot \ddot{\mu} + C \cdot \dot{\mu} + K \cdot \mu = f(t) \quad (6.1)$$

em que M, C e K representam respetivamente as matrizes de massa, amortecimento e rigidez da estrutura e, $\ddot{\mu}$, $\dot{\mu}$ e μ representam os vetores aceleração, velocidade e deslocamento resultantes da solicitação $f(t)$ que atua sobre a estrutura.

Muitas das vezes pretende-se obter frequências de vibração ou até mesmo modos de vibração associado a determinada frequência, o que implica para tal o necessário conhecimento das referidas propriedades dinâmicas caracterizadoras do sistema em causa.

De acordo com Fernandes [43], o estudo do comportamento dinâmico através de relações excitação-resposta tem a si associadas três tipos de abordagens, dependendo estas das incógnitas do problema a analisar. Estas relações, expressas usualmente através da equação (6.2),

$$Y = H^2 \cdot X \quad (6.2)$$

onde a resposta e a excitação do sistema são traduzidas pelos termos X e Y respetivamente, e em que H é uma função de transferência que incorpora as características dinâmicas do sistema em análise.

Os três problemas referidos que podem surgir, são designados por problema direto, problema inverso e problema de identificação de sistemas. Enquanto que o problema direto pretende caracterizar a resposta estrutural sendo conhecidas as propriedades da mesma e as características dinâmicas do sistema; no problema inverso conhecem-se as propriedades do sistema e a sua resposta a uma excitação pretendendo-se assim caracterizar a excitação. Relativamente ao problema da identificação de sistemas, o objetivo passa pela determinação das propriedades dinâmicas do sistema uma vez que são conhecidas a excitação atuante no sistema e a correspondente resposta estrutural do sistema. [44]

Pretendendo-se no presente capítulo fazer uma identificação dinâmicas dos painéis de alvenaria já apresentados anteriormente, INF 04 e INF 05, achou-se conveniente apresentar algumas vantagens que advêm da utilização de métodos de identificação dinâmica de sistema na engenharia civil. Estas passam principalmente por permitir a caracterização dinâmica de sistemas estruturais, possibilitar o

acompanhamento e evolução de possíveis danos existentes no sistema e ainda a validação de modelos numéricos caso existam. Uma maior e melhor descrição pode ser encontrada em [44]. Com a preocupação crescente de conhecer o estado de conservação do património, a monitorização de alterações nas propriedades dinâmicas do sistema tem feito com que esta técnica tenha vindo a ser cada vez mais utilizada na engenharia civil. [45]

Feita esta breve descrição introdutória, e como referido, foram levados a cabo ensaios de identificação dinâmica sobre os dois painéis de alvenaria com o intuito de contribuir para um melhor conhecimento da influência das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento sísmico dos edifícios.

Desta aquisição pretende-se averiguar um padrão de influência das diferentes variáveis na resposta dinâmica dos painéis de alvenaria de enchimento tanto no seu plano quer para fora dele. Pretende-se avaliar a evolução das frequências naturais do painel de alvenaria no plano e para fora-do-plano ao longo do período pós-construção e adicionalmente avaliar o efeito do esforço axial nos pilares de betão armado adjacentes ao painel nas frequências naturais deste. No fim tenciona-se apresentar as conclusões alusivas a esta interpretação.

6.2. ENSAIOS E MÉTODOS, AQUISIÇÃO DE DADOS, DISPOSITIVOS DE MEDIÇÃO E ERROS

Neste subcapítulo será apresentada uma breve descrição dos tipos de ensaios que se podem realizar com o intuito de proceder a uma identificação dinâmica de sistemas, e dos erros que são frequentes nos processos de medição e processamento. Pretende-se também, embora não de forma muito elaborada, expor os diferentes instrumentos que podem ser utilizados na aquisição de dados.

6.2.1. ENSAIOS E MÉTODOS

Existem dois principais tipos de ensaios com vista na identificação dinâmica de sistemas estruturais, os ensaios de vibração forçada e os ensaios de vibração ambiental. Estes diferem principalmente na necessidade de ser ou não necessário excitar artificialmente a estrutura. De notar que a mobilização das propriedades dinâmicas deriva de haver vibrações no sistema resultantes de uma excitação capaz de provocar tais vibrações.[44]

Na sequência deste ponto, e tendo por base os trabalhos apresentados por Caetano [44], Magalhães [46], Fernandes [43] e Pinho [47], surge então a necessidade de expor as particularidades, vantagens e desvantagens de cada um dos ensaios referidos.

- **Ensaio de Vibração Forçada:** com particular interesse em estruturas de elevada rigidez, apresenta uma reduzida aplicabilidade dada a necessidade de equipamentos capazes de induzir vibrações na estrutura. A necessidade de recorrer a vibradores fixos à estrutura, martelos impulsores ou até a pequenas explosões controladas tem a si associados os elevados custos de aquisição, transporte, utilização e manutenção dos equipamentos. A principal desvantagem resulta da necessidade de interromper o normal funcionamento do edifício. A vantagem de aplicação destes métodos resulta de ser possível conhecer ou definir a excitação transmitida ao sistema.
- **Ensaio de Vibração Ambiental:** apresentando como principal vantagem a não necessidade de excitar artificialmente a estrutura uma vez que esta já se encontra naturalmente excitada pela ação do vento, tráfego, normal funcionamento do edifício e de equipamentos instalados, viu a sua utilização aumentar significativamente, principalmente pela evolução dos sensores dotados de grandes sensibilidades, mas também por ser economicamente menos dispendioso aliada à

simples execução. Tendo associadas ações de diversas origens, todas elas independentes entre si, admite-se que o processo estocástico caracterizador da ação sobre a estrutura é do tipo puro, também designado de ruído branco. Como referido por Lopes et al em [48], ao ruído branco associa-se um sinal com conteúdo energético semelhantes para todas as frequências, pelo que a excitação X presente na equação (6.2) assume um valor constante. Assim a equação referida transforma-se na equação (6.3)

$$Y = H^2 \cdot constante \quad (6.3)$$

pelo que os picos da resposta da estrutura correspondem com os picos da função H . Desta constatação resulta que a identificação das frequências próprias da estrutura surge da análise desta função de transferência.

Uma vez que o objetivo principais destes ensaios é possibilitar a aplicação de métodos de identificação dinâmica de modo a serem determinadas as características dinâmicas da estrutura, são aqui referidos os diferentes métodos que podem ser aplicados, embora esta informação possa ser encontrada de forma mais detalhada nos trabalhos desenvolvidos por Caetano [44] e Magalhães [46].

Os métodos de identificação estocástica, subdividem-se me dois grandes grupos, os paramétricos e os não paramétricos. Os primeiros são baseados no domínio do tempo enquanto que os segundo se baseiam no domínio da frequência. Dentro deste último grupo estão inseridos o método de seleção de picos, o método de decomposição no domínio da frequência e ainda o método avançado de decomposição no domínio da frequência. Relativamente ao grupo dos métodos no domínio do tempo inserem-se os métodos baseados em funções de correlação e os métodos baseados em séries temporais.

De acordo com Caetano [44], os métodos que conduzem a melhores resultados são os baseados no domínio da frequência desde que o número de modos de vibração que se pretendem analisar sejam limitados enquanto que os métodos baseados no domínio do tempo apresentarão melhores resultados caso o número de modos de vibração a identificar e as frequências naturais da estrutura estejam inseridas num intervalo de grande amplitude. O recurso a este tipo de métodos, baseados no tempo, implicam, porém, que só se possa analisar os modos de vibração que se insiram em determinado intervalo de frequências selecionado.

6.2.2. AQUISIÇÃO DE DADOS

A aquisição de dados processa-se pela recolha de informação relativa a uma grandeza física tal como deslocamentos, velocidades ou acelerações através de sensores designados de transdutores, sendo as variações registadas deste parâmetro físico convertidas num sinal elétrico de grandeza proporcional. Isto significa que o sinal analógico inicial foi convertido num sinal digital, por intervenção de um amostrador e um conversor A/D.

Geralmente a este sinal convertido são aplicados filtros de modo a remover interferência que afetaram o sinal. Como referido por Caetano [44], filtro é um sistema capaz de modificar um sinal através da extração de componentes sem interesse. Na Figura 6.1 apresenta-se o modo de funcionamento de um filtro.



Figura 6.1. Princípio de funcionamento de um filtro [44].

Embora ajudem a remover componentes que não interessam, é preciso que estes sejam aplicados convenientemente uma vez que podem provocar uma distorção de sinal levando a que se faça uma má leitura do sinal final. Não sendo objeto de estudo deste trabalho, as naturezas e diferentes tipos de filtros podem ser encontrados em [44].

Um conceito que importa ter em conta é o de tempo de aquisição. Este fornece uma ideia da duração de aquisição de dados necessária para que seja registada adquirida um registo da resposta dinâmica com alguma qualidade. Este pode ser estimado através da equação (6.4) [48]

$$T \geq 1000/f_{min} \quad (6.4)$$

em f_{min} representa a menor frequência da estrutura e T o tempo aquisição em segundos.

6.2.3. DISPOSITIVOS DE MEDIÇÃO

Atualmente existem no mercado diferentes dispositivos que permitem, como referido anteriormente transformar o registo das variações de grandezas físicas num sinal digital. Como estas grandezas físicas podem ser deslocamentos, velocidades, acelerações, extensões, rotações, estes equipamentos enquadram-se em duas categorias principais, os sismógrafos e os transdutores.

Enquanto nos primeiros as vibrações de uma superfície captadas por um sensor são convertidas por um conversor A/C num sinal elétrico de grandeza proporcional às vibrações medidas, nos segundos, várias subcategorias podem ser encontradas. Particularizam-se os transdutores de deslocamentos de indutância variável, vulgarmente designados como LVDTs, transdutores de velocidade e ainda transdutores de aceleração.

Dado que no presente estudo, se utilizaram acelerómetros piezométricos que se inserem na subcategoria de transdutores de aceleração, apenas se fará um pequeno comentário sobre o funcionamento destes. Caso se pretende compreender as diferenças de funcionamento, poderá ser consultado o trabalho de Fernandes [43].

Estes acelerómetros piezométricos, Figura 6.2, recorrem à capacidade do quartzo em gerar uma corrente elétrica proporcional à aceleração a que fica sujeito. A sua composição pode ser dividida em três partes, sendo estas uma base, uma massa sísmica e o elemento piezoelétrico. Quando o ponto onde está instalado o acelerómetro é sujeito a uma aceleração, esta é detetada pela massa sísmica que impõe uma força ao elemento piezoelétrico, gerando-se uma diferença de potencial diretamente proporcional à aceleração a que o acelerómetro esteve sujeito. A força transmitida na interação massa sísmica/ elemento piezoelétrico pode ser quantificada através da segunda Lei de Newton, $m \cdot a$. [49] A Figura 6.3 representa de forma esquemática a interação entre os diversos componentes constituintes do acelerómetro.



Figura 6.2. Acelerómetro piezoelétrico, modelo 393A03 [50].

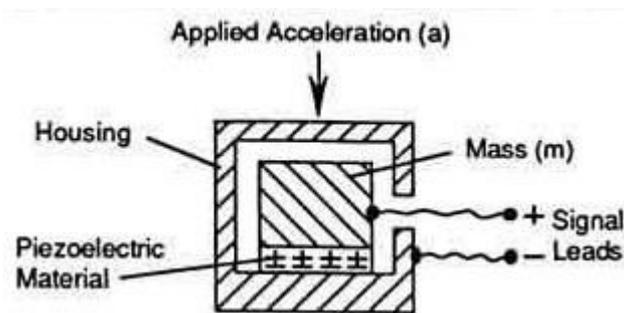


Figura 6.3. Esquematização do funcionamento de um acelerómetro piezoelétrico [51].

6.2.4. ERROS

Os erros que advêm do processo de medição e da aplicação de técnicas de processamento de sinal irão influenciar a qualidade do sinal obtido. É por isso fundamental exercer boas práticas na montagem dos aparelhos. Pretende-se apenas evidenciar o tipo de erros com que se possa deparar, sendo que uma melhor caracterização/definição, causas e respetivas medidas de minimização podem ser encontradas em [44] e [46].

Os principais erros são designados por erros de escorregamento, erros de sobreposição, ruído analógico, erros aleatórios e saturação de sinal.

Os erros de escorregamento advêm da distribuição de energia correspondente a determinada frequência, numa banda de frequências em torno da primeira. Tal deve-se ao facto de não ser possível fazer um registo infinito do sinal. Os erros de sobreposição surgem devido à discretização do sinal em consequência da impossibilidade de caracterizar o sinal de forma contínua. O ruído analógico provém do tipo de sensores utilizados e das ligações entre aparelhos, provocando uma distorção de sinal, afetando negativamente a qualidade deste. Relativamente aos erros aleatórios, estes são muitas vezes do processo de quantificação do sinal durante a conversão analógico/digital.

6.3. METODOLOGIA DO ENSAIO

Relativamente aos painéis designados por INF 04 e INF 05, e dada a descrição das condições dos painéis acima apresentadas e com o objetivo de proporcionar um maior conhecimento da influência do dano nos painéis de alvenaria na alteração da frequência, efetuaram-se ensaios de vibração ambiental de forma a quantificar tal alteração.

No que respeita ao painel INF 04, foram efetuados vários registos ao longo do período pós-construção do painel. Foram avaliados 5 estados correspondentes aos seguintes pontos:

- i. existência apenas do pórtico de betão armado;
- ii. pórtico de betão armado mais painel de alvenaria sem a última fiada (Dia 1);
- iii. pórtico de betão armado com o painel de alvenaria completo com diferentes idades (4 e 25 dias);
- iv. pórtico de betão armado com o painel de alvenaria com diferentes solicitações axiais nos pilares;
- v. pórtico de alvenaria com o painel de alvenaria em estado fendilhado.

A aquisição de dados foi efetuada de duas formas distintas. A primeira consistiu no registo contínuo durante dez minutos, em que a o painel de alvenaria de enchimento apenas era solicitado pela vibração ambiental; a segunda implicava a solicitação do painel através de três pancadas ligeiramente espaçadas no tempo por forma a excitar convenientemente o painel, sendo a aquisição iniciada imediatamente antes da primeira pancada e prolongada aproximadamente trinta segundos após a última. Foram realizados dois registos de dez minutos e três de trinta segundos para cada nível de solicitação considerado.

Por forma a avaliar a alteração da resposta do painel para diferentes níveis de esforço axial nos pilares, ponto *iv*, vários patamares foram tidos em conta, patamares estes que se identificam na Tabela 6.1.

Tabela 6.1. Identificação dos níveis de carga axial considerados para aquisição de dados.

Nível	Esforço Axial Médio Aplicado [kN]
0	0 ^(a)
1	30
2	85
3	150
4	221
5	273
6	0 ^(a)

^(a)A central de aplicação de esforço axial encontrava-se desligada

Por forma a averiguar a evolução da extensão dos pilares, o ensaio foi acompanhado da leitura da extensão nos dois pilares do pórtico.

Relativamente ao painel designado por INF 05, a aquisição foi realizada de uma forma distinta comparativamente às realizadas para a INF 04, uma vez que se dispensaram as aquisições em intervalos de tempo relativamente curtos. A aquisição de dados passou assim por um registo ao longo de 20 *min* e três ao longo de 10 *min*.

De modo a ter informação relativa à evolução das frequências no e para fora-do-plano do painel, ao longo do tempo, várias aquisições foram levadas a cabo em diferentes idades o painel. Estas diferentes idades, designadas por estados ao longo deste trabalho, correspondem aos seguintes pontos:

- iii. pórtico de betão armado com o painel de alvenaria completo aos 15 dias;
- v. pórtico de betão armado com o painel de alvenaria fissurado

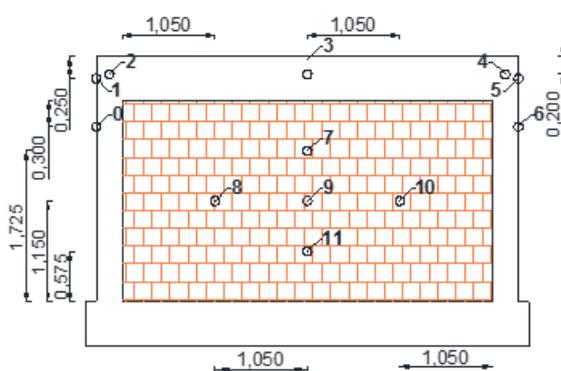
Note-se que o recurso a uma identificação não sequencial foi adotada para proporcionar uma correspondência dos estados considerados nos dois painéis de alvenaria de enchimento.

6.3.1. INSTRUMENTAÇÃO

Dado que a disposição dos acelerómetros aquando da realização dos ensaios de vibração ambiental foi distinta nos dois painéis de enchimento referidos, apresentar-se-á numa primeira fase o procedimento efetuado para o painel INF 04 e posteriormente para o painel INF 05.

No que respeita à INF 04, a realização do ensaio implicou a colocação de doze acelerómetros piezoelétricos no painel de alvenaria. A identificação destes é apresentada na Figura 6.4. Estes acelerómetros foram distribuídos pelo pórtico de betão armado e pelo painel de alvenaria de enchimento. No painel de alvenaria foram dispostos cinco acelerómetros. Estes foram distribuídos por três alinhamentos verticais que distavam entre si $L/4 = 1,05\text{ m}$. Enquanto que os alinhamentos da esquerda e direita apenas eram constituídos por um único acelerómetro localizado a meia altura do painel em questão, o alinhamento central era constituído por três acelerómetros afastados verticalmente o correspondente a um quarto da altura do painel, isto é $H/4 = 0,575\text{ m}$. Na viga superior do pórtico de betão armado, a existência de uma barra metálica localizada sobre o eixo da viga, impossibilitou a colocação dos acelerómetros sobre este eixo. Assim, estes foram dispostos 5 cm acima do referido eixo, afastados horizontalmente de $2,25\text{ m}$, estando os acelerómetros 2 e 4 alinhados com o eixo dos pilares. Os acelerómetros 1 e 5, são colocados nas laterais dos pilares, no alinhamento do eixo da viga superior de betão armado. Os acelerómetros 0 e 6, também colocados nas laterais dos pilares, foram colocados 30 cm abaixo da fronteira superior do painel de alvenaria. A razão de tal disposição, resulta de estudos existentes, em que há uma indicação de que as rótulas plásticas se formam afastadas do topo do pilar o correspondente à maior dimensão da secção do pilar.

A colagem de pequenas chapas metálicas no painel permitiu a uniformização da superfície e a correspondente fixação dos acelerómetros.



(a)



(b)

Figura 6.4. Identificação dos acelerómetros INF 04 (a) representação esquemática (b) implementação dos acelerómetros no painel.

A ligação dos acelerómetros a mesas de aquisição permitiu o registo de dados através de um programa informático. Na Figura 6.5, apresenta-se uma esquematização simplificada representativa do set-up usado no ensaio, embora neste não estejam representados os acelerómetros colocados no pórtico de betão armado.

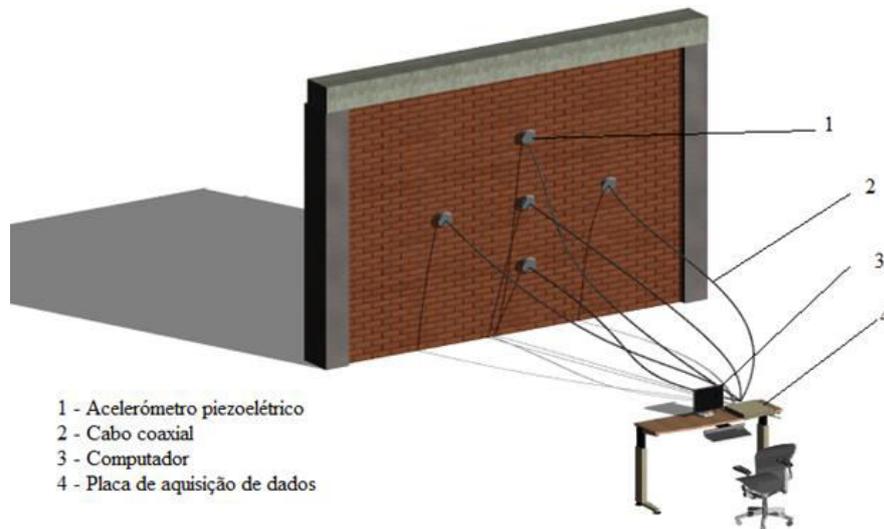
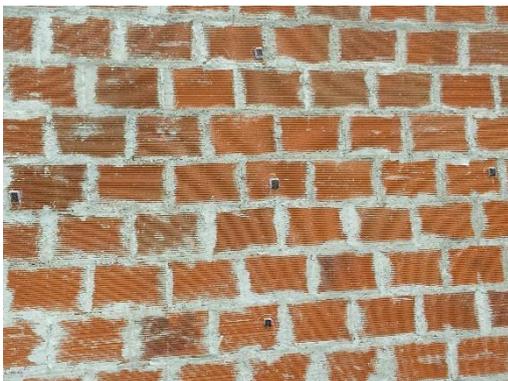


Figura 6.5. Esquema simplificado do set-up do ensaio [47].

De modo a mostrar a sequência dos processos, é apresentada a Figura 6.6 em que se pretende evidenciar a descrição da instrumentação efetuada ao longo deste subcapítulo 6.3.1.



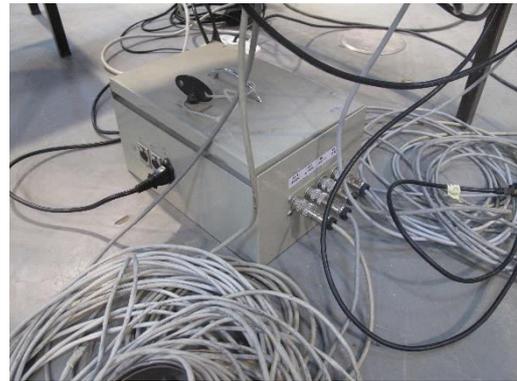
(a)



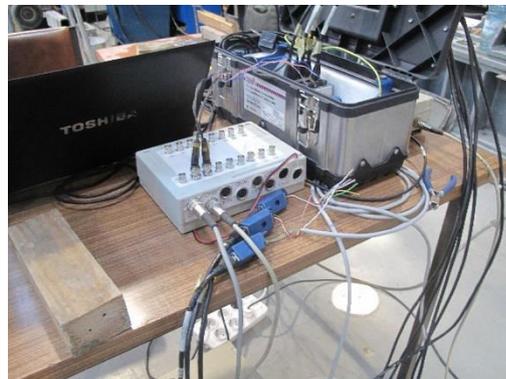
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 6.6. Set-up do ensaio (a) Colagem das chapas de fixação (b) fixação os acelerómetros (c) placa de aquisição dos acelerómetros (d) fonte de alimentação (e) placa de aquisição das células de carga instaladas no topo do pilar e sistema informático.

Aproveitando aos extensómetros instalados para acompanhar a extensão dos pilares aquando do ensaio para fora-do-plano, procedeu-se a um registo contínuo da extensão dos pilares durante o decorrer do estado *iv*. Relembra-se que estes extensómetros foram colocados nas faces frontais e traseiras dos pilares, no eixo de simetria vertical a meia altura dos mesmos. A sua identificação é realizada através de uma numeração crescente correspondente à localização dos extensómetros da direita para a esquerda e da face frontal para a traseira. Isto é, na face frontal localizam-se os extensómetros 0 e 1, no pilar direito e esquerdo respetivamente. Já os extensómetros 2 e 3 localizam-se na face traseira dos pilares direito e esquerdo respetivamente.

No caso da INF 05, foram utilizados treze acelerómetros piezométricos. A sua disposição conserva os alinhamentos verticais apresentados da descrição da instrumentação do painel INF 04 e ainda a localização dos acelerómetros colocados nas laterais dos pilares do pórtico. Porém duas alterações foram efetuadas. A primeira passou pela dispensa dos acelerómetros colocados na viga superior do pórtico de betão armado, a segunda pela adição de dois acelerómetros nos alinhamentos verticais esquerdo e direito

do painel de alvenaria de enchimento. Daqui resulta que cada alinhamento vertical passa a ser constituídos por três acelerómetros, afastados horizontal e verticalmente de $1,05\text{ m}$ e $0,575\text{ m}$ respetivamente. Estes acelerómetros, foram numerados da esquerda para a direita, percorrendo os diferentes alinhamentos verticais de baixo para cima. Os acelerómetros colocados nas laterais dos pilares do pórtico, apenas diferem face ao apresentado para o caso da INF 04 na numeração destes, uma vez que a posição das chapas que permite a sua fixação foi mantida de um ensaio para o outro.

Face ao exposto, e recorrendo à Figura 6.7 apresenta-se de forma esquemática a distribuição e respetiva numeração dos acelerómetros utilizados na identificação dinâmica do painel em questão.

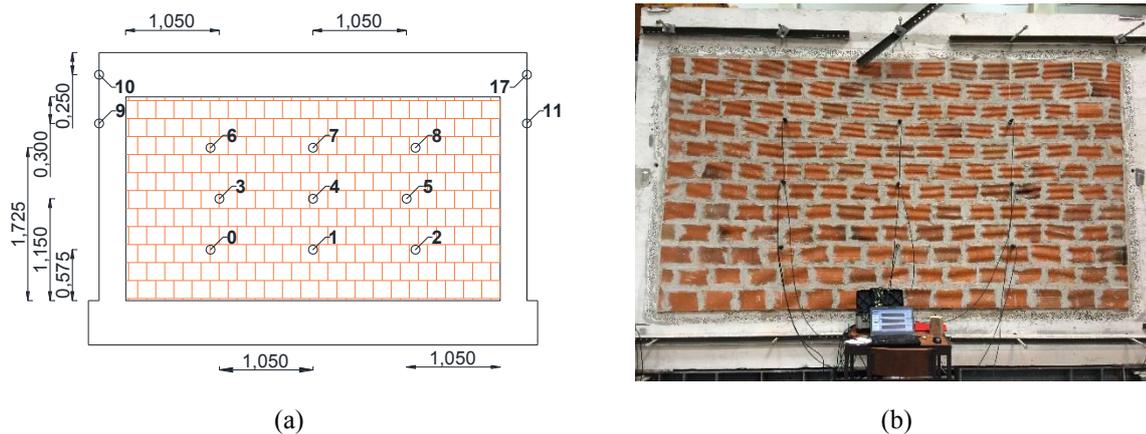


Figura 6.7. Identificação dos acelerómetros INF 05 (a) representação esquemática (b) implementação dos acelerómetros no painel.

6.3.2. TRATAMENTO DOS REGISTOS

A obtenção das frequências do pano de alvenaria de enchimento foi possível através do recurso do software ARTeMIS Extrator 5.3, versão 2015. A sua utilização só foi possível após criação de dois ficheiros, um de extensão “.cfg” e outro “.asc”, que serviam de input para o programa utilizado.

No primeiro ficheiro, tornava-se necessário indicar o período de recolha de dados, assim como a definição da geometria do painel de alvenaria e condições fronteira. Era neste ficheiro onde eram indicadas as coordenadas de todos os pontos, a definição das linhas delimitadoras do painel através do recurso aos pontos indicados anteriormente, a localização da posição dos acelerómetros utilizados e os pontos com deslocamentos restringidos. Era também necessário indicar linhas que possibilitassem a interação entre os diferentes pontos para que fosse possível observar a deformada de cada modo de vibração.

O registo das leituras dos acelerómetros era colocado no segundo ficheiro, correspondendo cada coluna a um acelerómetro diferente. Na Figura 6.8 apresenta-se um exemplo parcial de dum registo ocorrido para o ponto central do painel INF 04 num determinado estado, que não importa referir aqui.

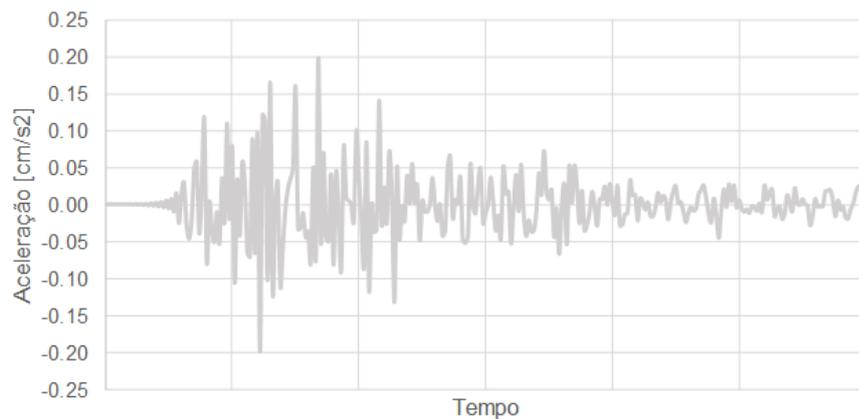


Figura 6.8. Representação gráfica de um registo obtido por um acelerómetro.

A abertura do ficheiro “.cfg” através do programa ARTMIS Extrator 5.3 [52] permitia obter a transformada de Fourier do registo de acelerações, Figura 6.9, ao qual aplicando o método Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) e recorrendo à técnica de seleção de picos, se tornava possível obter uma lista de modos naturais de vibração. Para cada um destes era possível visualizar a sua deformada, tanto no plano como para fora-do-plano. Recorre-se à Figura 6.10 e à Figura 6.11, para se apresentar respetivamente um exemplo da deformada de um modo de vibração no plano e para fora-do-plano do painel. Nesta é possível visualizar quatro perspetivas diferentes. Procedendo a uma caracterização do tipo esquerda-direita e cima-baixo, estas quatro perspetivas correspondes respetivamente a: vista de topo, vista lateral, vista frontal e uma vista 3D.

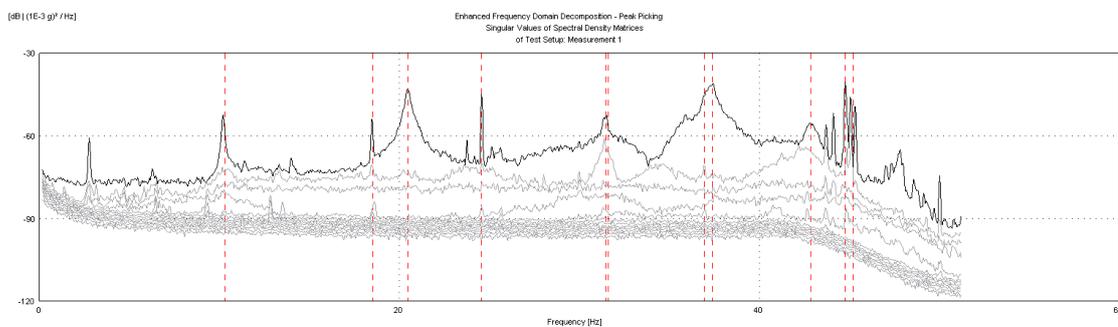


Figura 6.9. Ilustração da Transformada de Fourier fornecida pelo ARTeMIS.

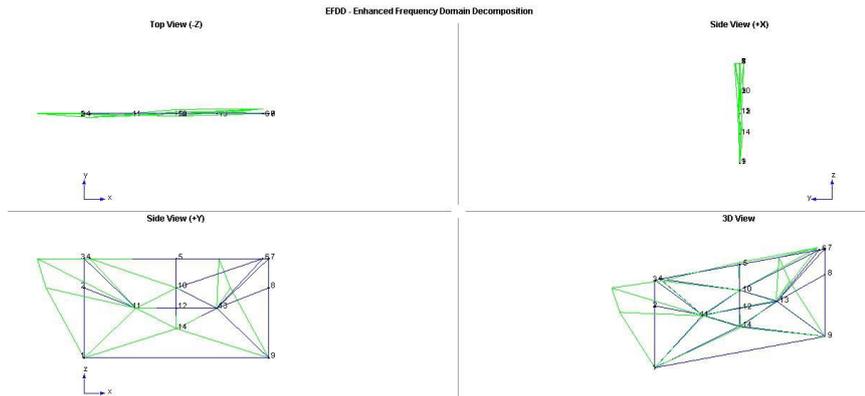


Figura 6.10. Ilustração da deformada do 1º modo de vibração no plano do painel de alvenaria.

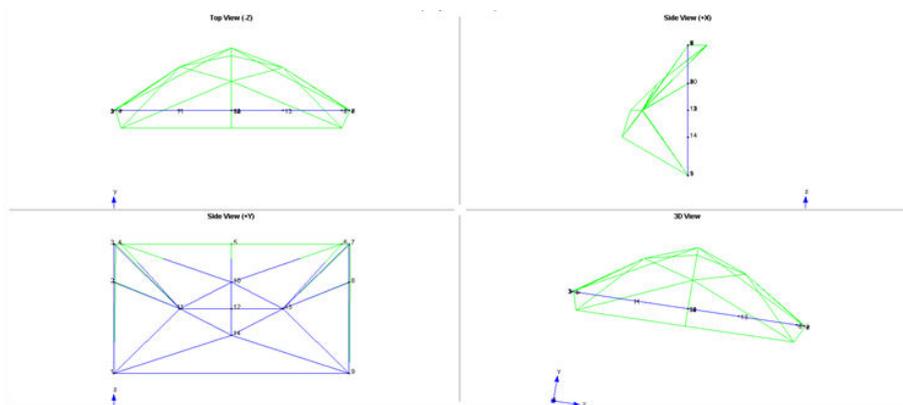


Figura 6.11. Ilustração da deformada do 1º modo de vibração para fora-do-plano do painel de alvenaria.

Percorrendo esta lista dos modos de vibração do painel, e após uma cuidada análise, selecionaram-se aqueles que representavam modos de vibração no plano e para fora-do-plano. Em alguns dos ficheiros analisados era possível encontrar mais do que uma frequência, relativamente próximas, correspondente à vibração do painel no plano. Nestes casos, optou-se por considerar a média desses valores para a frequência de vibração no plano desse ficheiro. Noutros casos, não era possível identificar nenhuma das frequências pretendidas. Tal pode resultar, destes ficheiros resultarem de registos em períodos em que o ruído se sobrepunha à resposta do painel.

Elaborada esta recolha das frequências dos modos naturais de vibração do painel de alvenaria de enchimento para o conjunto dos ficheiros criados, houve a necessidade de proceder a um tratamento estatístico dos resultados obtidos para cada um dos estados considerados. Assim, para cada um destes estados, são apresentados os respetivos valores médios, desvios padrão e coeficientes de variação.

6.4. RESULTADOS PRINCIPAIS

De modo a permitir uma separação dos resultados obtidos, optou-se por subdividir este ponto em dois subcapítulos, pelo que em cada um se apresentarão os resultados para um painel distinto.

6.4.1. INF 04

Do tratamento estatístico referido no ponto anterior, apresenta-se na Tabela 6.2 e na Tabela 6.3 a evolução das frequências quer fora-do-plano quer no plano do painel, para os diferentes estados considerados.

Tabela 6.2. Evolução da frequência para Fora-do-Plano ao longo dos diferentes estados.

Estado	Antes do E. Fora-do-Plano	Após o E. Fora-do-Plano	Variável Principal	t (dias)	N [kN]	f [Hz]	COV ^(a)	SD ^(b)	
i	x		Idade	0	0	2,93	0,0047	0,0137	
ii	x			1	0	11,05	0,0266	0,2934	
iii	x			4	0	20,42	0,0037	0,0750	
				25	0	20,77	0,0028	0,0578	
iv	x		Esforço Axial	42		0	19,28	0,0396	0,7631
						30	20,01	0,0033	0,0658
						85	21,34	0,0106	0,2257
						150	22,35	0,0033	0,0727
						221	22,31	0,0030	0,0661
	273	22,64	0,0010	0,0228					
	0	20,74	0,0266	0,5521					
v		x	Dano	49	0	15,24	0,0080	0,1224	

^(a)Coefficiente de variação; ^(b)Desvio Padrão

Tabela 6.3. Evolução da frequência no Plano ao longo dos diferentes estados.

Estado	Antes do E. Fora-do-Plano	Após o E. Fora-do-Plano	Variável Principal	t (dias)	N [kN]	f [Hz]	COV ^(a)	SD ^(b)
i	x		Idade	0	0	9,28	0,0191	0,1770
ii	x			1	0	12,72	0,0424	0,5396
iii	x			4	0	16,63	0,0384	0,6384
				25	0	17,41	0,0248	0,4311
iv	x		Esforço Axial	42	(c)	(d)		
v		x	Dano	49	0	15,52	0,0293	0,4629

^(a)Coefficiente de variação; ^(b)Desvio Padrão (c) aplicável mas não indicado; (d) resultados inconclusivos

De modo a visualizar melhor a informação sintetizada nas tabelas, apresentam-se três representações gráficas, Figura 6.12, Figura 6.13 e Figura 6.14.

A Figura 6.12 pretende ilustrar a evolução da frequência natural do painel de alvenaria no seu plano ao longo dos estados definidos anteriormente. De notar que a ausência do estado *iv* na representação que aqui se apresenta, resulta de não terem sido encontrados os modos de vibração no plano.

Na Figura 6.13, é apresentada a evolução da frequência para fora-do-plano ao longo de todos os estados considerados. Nesta, são apenas consideradas as frequências que correspondente a solicitações axiais nos pilares nulas.

De forma a facilitar a compreensão dos diferentes estados, estes são apresentados de três formas diferentes, recorrendo para tal a diferentes tipos de marcadores para as séries de dados apresentadas.

Pretende-se com isto, fazer uma separação entre as duas solicitações axiais nulas consideradas no estado *iv* uma vez que correspondem a situações distintas da integridade do painel de alvenaria. Enquanto que na primeira, os pilares que envolvem o painel de alvenaria nunca tinham sido solicitados axialmente, na segunda estes, tinham sido já foram solicitados para diferentes níveis de esforço axial, Tabela 6.1, o que pode dotar o painel de algum dano resultante desse carregamento, o que influencia a sua resposta dinâmica. Pretende-se ainda realizar uma separação dos dados que correspondem a estados antes da rotura do painel e estados após a mesma, estado *v*.

No que respeita à Figura 6.14, pretendendo-se avaliar a evolução da frequência para fora-do-plano, apenas é tido em conta o estado *iv* para que a única variável seja o esforço axial e os resultados sejam mais fáceis de relacionar. Tal não aconteceria caso a variável idade do painel também variasse.

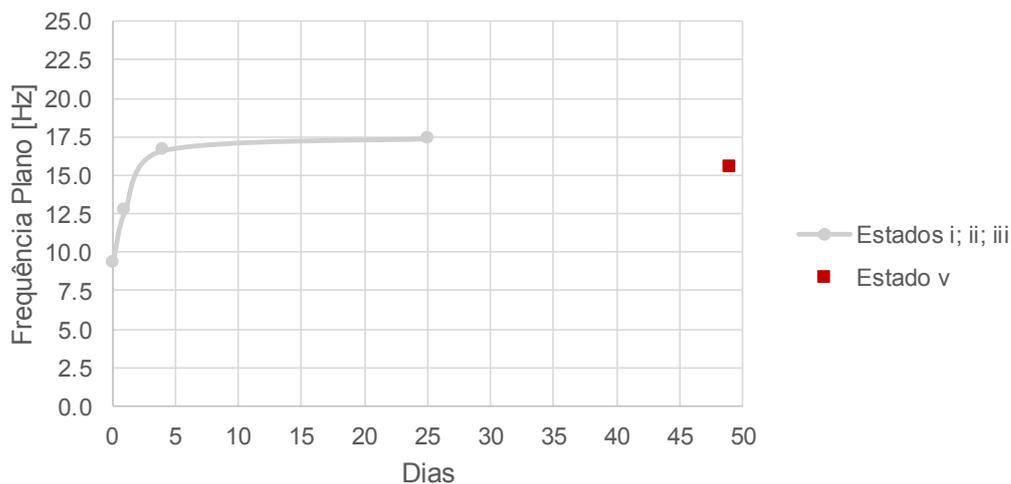


Figura 6.12. Evolução da frequência no plano ao longo dos estados considerados.

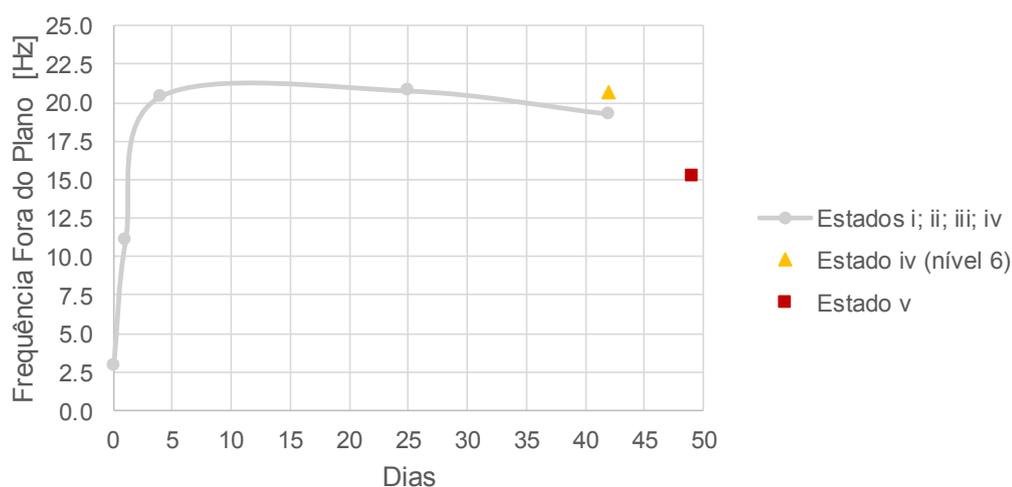


Figura 6.13. Evolução da frequência para fora-do-plano ao longo dos estados considerados.

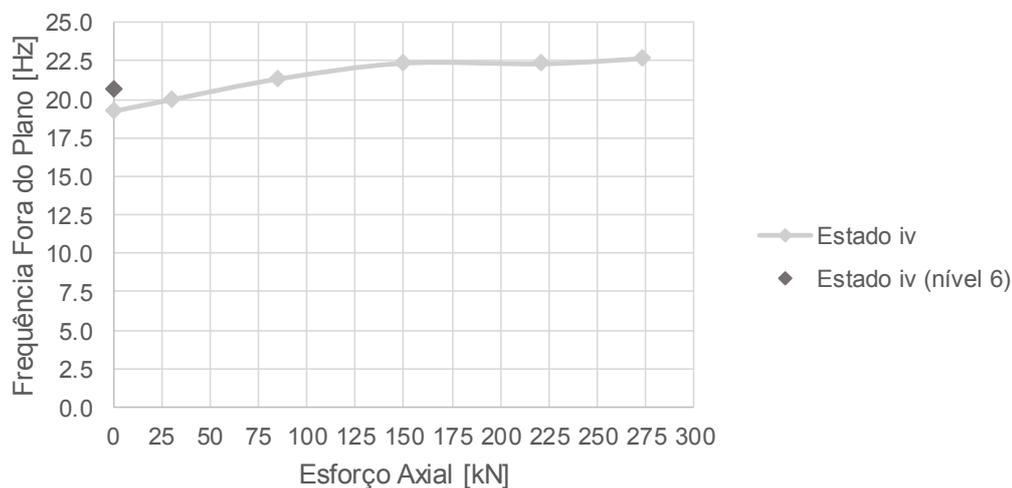


Figura 6.14. Evolução da frequência para fora-do-plano com o esforço axial.

Através da análise destes dados é possível aferir um aumento da frequência no plano do painel, à medida que a idade de maturação do painel aumenta. Este aumento poderá ser explicado pelo ganho de cura da argamassa utilizada nas juntas do painel com o tempo. Aquando da aplicação de diferentes níveis de sollicitação axial nos pilares do pórtico de betão armado, não foi possível a obtenção de resultados coerentes entre os registos efetuados para um mesmo nível de esforço axial, uma vez que a gama de frequências aí obtidas apresentava um grande intervalo de variação. Tal facto pode resultar de, à medida que se está a aumentar o esforço axial nos pilares, a rotação relativa no topo do pilar, estar a ser restringida cada vez mais comparativamente ao que aconteceria nos modos de vibração tradicionais no plano.

Relativamente à análise para fora-do-plano, verifica-se um aumento da frequência quer ao longo do tempo quer com o aumento do nível de esforço axial aplicado no topo dos pilares.

Relembra-se que nesta fase, no topo dos pilares se encontravam os cilindros hidráulicos, que juntamente com um conjunto de *Dywidags* ligados à base do pórtico, interação esta já referida neste trabalho,

transmitiam a solicitação axial pretendida. Este facto pode explicar a pequena flutuação da frequência para fora-do-plano quando se efetuaram leituras sem recorrer à aplicação de esforço axial.

Pretendendo-se quantificar o ganho de rigidez verificado no painel, pede-se que apenas tenha presente o estado *iv* e as frequências 19,28 Hz e 22,64 Hz correspondentes aos níveis 0 e 5 de solicitação axial dos pilares, Tabela 6.1.

Uma vez que a frequência, a rigidez e a massa do painel se relacionam através da expressão (6.5), e tendo em consideração que a massa do painel não variou e que as frequências naturais do painel para fora-do-plano são conhecidas, as únicas incógnitas passam a ser a rigidez correspondente a cada um dos níveis de solicitação axial.

$$4\pi^2 \cdot f^2 = K/m \quad (6.5)$$

Estabelecendo um rácio entre os níveis 5 e 0, a manipulação da expressão 6.1 permite ficar a conhecer a relação entre a rigidez final e inicial do painel. Face ao exposto, verifica-se que a instalação nos pilares do esforço axial máximo considerado, nível 5, implicou um ganho de rigidez de 37,9% face à situação em que os pilares não eram solicitados axialmente, nível 0.

Após o painel ter sido levado à rotura, observa-se uma diminuição na ordem de grandeza dos 5 [Hz] na frequência do painel para fora-do-plano. Para a frequência do painel no plano, uma análise análoga não é passível de ser efetuada dado que a impossibilidade de obter resultados para um estado intermédio não permite conhecer o que se passa entre os estados *iii*. e *v*. Porém, constata-se uma aproximação das duas frequências pretendidas, dado que se obteve para as frequências naturais no plano e para fora-do-plano, 15,52 [Hz] e 15,24 [Hz], respetivamente.

Tendo por base a informação dos estados *iii*(25 dias) e *v* presente na Tabela 6.2 e na Tabela 6.3, e estabelecendo um quociente entre eles com base na equação (6.5) é possível ter uma ideia da perda de rigidez ocorrida tanto no plano como fora-do-plano do painel de enchimento entre o estado não fissurado e após a rotura. Contata-se assim uma diminuição de 46,2% na rigidez do painel para fora-do-plano e de 20,5% na rigidez no seu plano. A diminuição mais acentuada na rigidez para fora-do-plano pode advir da existência de um modo de rotura com dano para fora-do-plano bem nítido, onde para além da fissura vertical com alguma expressão, Figura 6.15, ocorreu destacamento das interfaces superior e inferior do painel.



Figura 6.15. Ilustração da fissura vertical observada no painel INF 04.

Uma vez que se dispunha da evolução temporal do registo dos extensómetros e da carga axial aplicada nos pilares, Figura C.1 e Figura C.2 do Anexo C, foi possível organizar essa informação através de um gráfico, Figura 6.16, que mostra a evolução da extensão medida em cada extensómetro/face do pilar em função da carga transmitida a cada pilar. Estes diferentes níveis de esforço axial, já apresentados na Tabela 6.1, estão assinalados na figura em questão através dos segmentos a tracejado.

Importa relembrar que os extensómetros 0 e 2 se encontram no pilar direito e os extensómetros 1 e 3 no pilar esquerdo.

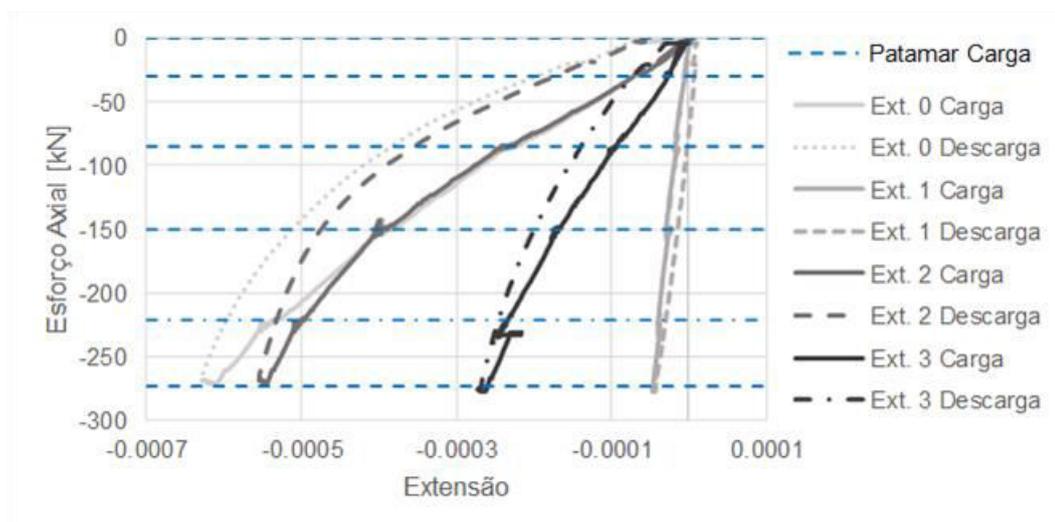


Figura 6.16. Representação gráfica da extensão com a variação do esforço axial.

A figura anterior permite constatar um registo muito similar nos dois extensómetros dispostos no lado direito do painel. Já do lado esquerdo, tal similaridade não é verificada. As diferenças encontradas para os extensómetros, mesmo que localizados no mesmo pilar, podem resultar de alguma irregularidade na superfície dos pilares e/ou da ocorrência de outros comportamentos para além da compressão.

6.4.2. INF 05

Recorrendo a um tratamento estatístico dos resultados obtidos para cada ficheiro relativos a determinado estado, obtiveram-se os resultados que se expõem na Tabela 6.4 e Tabela 6.5 relativas à frequência para fora e no plano do painel respetivamente.

Tabela 6.4. Evolução da frequência para fora-do-plano ao longo dos diferentes estados.

Estado	Antes do E. Fora-do-Plano	Após o E. Fora-do-Plano	Variável Principal	t (dias)	N [kN]	f [Hz]	COV ^(a)	SD ^(b)
iii	x		Idade	15	0	20,48	0,0007	0,0150
v		x	Dano	45	0	18,49	0,0005	0,0100

^(a)Coefficiente de variação; ^(b)Desvio Padrão

Tabela 6.5. Evolução da frequência no plano ao longo dos diferentes estados.

Estado	Antes do E. Fora-do-Plano	Após o E. Fora-do-Plano	Variável Principal	t (dias)	N [kN]	f [Hz]	COV ^(a)	SD ^(b)
iii	x		Idade	15	0	19,12	0,0062	0,1190
v		x	Dano	45	0	15,55	0,0099	0,1535

^(a)Coefficiente de variação; ^(b)Desvio Padrão

Com base nos resultados apresentados na Tabela 6.4, recorreu-se à equação (6.5) para se estabelecer o quociente entre o estado *iii* e o estado *v* de modo quantificar a perda rigidez ocorrida entre os dois estados referidos. Tal procedimento, permitiu constatar uma diminuição de 18,5% na rigidez para fora-do-plano do estado não fissurado para o estado fissurado.

O recurso a uma análise do mesmo género para as frequências no plano do painel de enchimento, Tabela 6.5, estabelece a perda de rigidez no plano em 33,6%.

Os resultados aqui apresentados transmitem a ideia da ocorrência de uma perda de rigidez mais acentuada no plano do painel do que para fora-do-plano, após este tipo de elemento ter sido sujeito a ações fora-do-plano, a qual pode estar relacionada com o modo de rotura ocorrido, Figura 6.17.



Figura 6.17. Ilustração do dano observado no painel INF 05.

Procedendo a uma comparação do ocorrido nos dois painéis, INF 04 e INF 05, após a realização dos respetivos ensaios para fora-do-plano, é nítido que o painel INF 04 registou uma maior deformação para fora-do-plano comparativamente ao painel INF 05. Tal pode estar por detrás da maior diminuição da rigidez para fora-do-plano ocorrida no primeiro painel comparativamente à ocorrida no segundo. Relativamente à alteração da rigidez no plano, o facto de ocorrer uma fissuração que se estende do centro do painel para os cantos inferiores deste no caso do painel INF 05, teve como consequência a maior diminuição na rigidez no seu plano comparativamente à ocorrida no caso do painel INF 04.

6.5. COMPARAÇÃO COM ENSAIOS DE CAMPO

Com o intuito de ter uma comparação mais alargada, elaborou-se a Tabela 6.6 que constitui uma síntese de uma campanha experimental realizada, também no âmbito de dissertação de mestrado, em diversas paredes de alvenaria de enchimento de um edifício próximo das instalações da faculdade. As paredes de alvenaria em que se efetuaram ensaios inserem-se num edifício constituído por duas caves e por três pisos elevados. Estes resultados resultam de procedimentos análogos aos descritos na metodologia do ensaio já apresentada em cima. Refere-se o facto, de todas as aquisições terem sido efetuadas 28 dias após a construção dos painéis indicados na Tabela 6.6. Para além da variabilidade nas dimensões dos painéis de alvenaria, possui-se também informação para situações em que existem aberturas nas paredes e para o caso de a espessura destas variar.

Facilmente se percebe que algumas destas variáveis são mais fáceis de quantificar comparativamente com outras que podem ser tidas em conta. Enquanto que, por exemplo, a caracterização geométrica é realizada rapidamente, a questão da espessura das juntas de argamassa entre tijolos e fiadas é de difícil caracterização.

Tabela 6.6. Síntese da campanha experimental realizada por Miguel Pinho [47].

Parede	Piso	Dimensões [L × H]	Espessura [m]	Área Aberturas [m ²]	Nº de bordos confinados	f para fora- do-plano [Hz]
P1	R/C	3,50 × 1,30	0,11	0	4	31,69
P2	R/C	3,50 × 1,30	0,11	0	4	24,49
P3	R/C	3,55 × 3,20	0,11	0	3 (a)	16,44
P4	R/C	3,20 × 0,92	0,11	0	3 (b)	22,35
P5	R/C	3,55 × 3,20	0,11	0	4	29,98
P6	R/C	2,75 × 3,20	0,11	2,10	4	22,46
P7	R/C	2,45 × 3,20	0,11	2,10	4	22,59
P8	Cob	5,00 × 1,75	0,15	0	3 (b)	17,94
P9	Cob	2,75 × 2,30	0,15	0	4	34,19
P10	3	3,60 × 1,00	0,11	0	4	34,10
P11	3	3,20 × 2,80	0,22	3,04	4	11,47
P12	3	3,40 × 2,80	0,22	0	4	28,21
P13	3	3,70 × 2,80	0,22	0	4	27,64
P14	3	2,10 × 3,20	0,11	0	3 (b)	14,72

(a) existe uma parede de alvenaria no quarto bordo perpendicularmente ao plano deste painel (b) o bordo superior encontra-se livre

Da informação apresentada, várias variáveis podem ser analisadas e cruzadas entre si. A título meramente explicativo, tem-se: a variabilidade de dimensões dos painéis assim como da sua espessura; a influência da área de aberturas, caso existam, e ainda o confinamento dos bordos dos painéis. Outro aspeto que pode ter impacto na resposta do painel em que se encontra o painel, uma vez que pisos inferiores são axialmente mais solicitados. Note-se o facto de não se saber se os painéis de alvenaria foram construídos passados os 28 dias, para que se tivessem dado e estabilizado as deformações iniciais dos pilares. Assim não ocorreriam situações de esmagamento do painel, provocado pela viga superior devido ao encurtamento dos pilares.

Esta campanha experimental permitiu ao autor, redigir algumas elações que se apresentam aqui: [47]

- i. as condições fronteira, geometria e a presença de aberturas são variáveis que influenciam significativamente a rigidez do painel;
- ii. os resultados parecem indicar uma tendência de crescimento da frequência para fora-do-plano do painel à medida que há uma diminuição do comprimento da diagonal do painel;

O autor, Pinho [47], realizou também algumas comparações entre paredes em que encontrava, de entre todas as características apresentadas na Tabela 6.6, diferença apenas numa delas. Destas salientam-se:

- i. As paredes P1 e P2 embora apresentem a mesma geometria, espessura, e confinamento, constata-se uma grande diferença na frequência que pode resultar das juntas de assentamento e de diferentes níveis de confinamento;
- ii. As paredes P3 e P5 apresentam as mesmas dimensões e espessura, pelo que a grande diferença na frequência obtida pode advir do confinamento do painel, aliado às juntas de argamassa;
- iii. As paredes P6 e P7 mais P12 e P13 apenas apresentam uma ligeira diferença, entre si, no comprimento do painel, o que não teve impacto significativo na frequência pretendida;

Mesmo que se pretendesse concluir algo relativamente ao aumento da espessura dos painéis, tal torna-se difícil uma vez que não se possuía painéis de alvenaria em que a única variável era a espessura.

Tentando incorporar os painéis desenvolvidos ao longo deste trabalho entre dois cenários presentes na Tabela 6.6, estes parecem inserir-se entre as paredes P8 e P9 no caso da INF 04. Relativamente à INF 05, a situação é mais complicada uma vez que o pano estava parcialmente apoiado, o que não se verifica em nenhum cenário presente na Tabela 6.6.

Apresenta-se na Tabela 6.7 um resumo dos painéis INF 04 e INF 05, mantendo o mesmo tipo de estruturação da Tabela 6.6. Para este fim, adotou-se que a comparação seria feita tendo por base:

- a) o estado *iii* (25 dias) no caso do painel INF 04, presente na Tabela 6.2;
- b) o estado *iii* (15 dias) no caso do painel INF 05, presente na Tabela 6.4.

de modo a que os resultados utilizados correspondessem a situações idênticas aquando da aquisição dos dados. Lembra-se que os estados *iii* correspondem a aquisições efetuadas anteriormente à realização do ensaio para fora-do-plano, não havendo esforço axial instalado no topo dos pilares.

Tabela 6.7. Resumo dos painéis construídos ao longo desta dissertação.

Parede	Piso	Dimensões [L × H][m]	Espessura [m]	Área Aberturas [m ²]	Nº de bordos confinados	f para fora- do-plano [Hz]
INF 04	(NA)	4,20 × 2,30	0,15	0	4	20,77
INF 05	(NA)	4,20 × 2,30	0,15	0	4	20,48

(NA) Não Aplicável

Com base nos resultados apresentados, e relativamente ao painel INF 04 o valor obtido para a frequência para fora-do-plano do painel situa-se no intervalo definido pelas paredes P8 e P9, [17,94; 34,19]. Uma vez que as dimensões do painel INF 04 são mais próximas das da parede P8, o valor obtido nos ensaios realizados ao longo desta dissertação deveriam aproximar-se do limite inferior do intervalo definido anteriormente. De facto, os 20,77 Hz que indicados na Tabela 6.7, vão de encontro à ideia em cima apresentada. A diferença está diretamente ligada com as diferentes condições fronteira em que se inserem o painel INF 04 e a parede P8, assim como possivelmente a diferença de compressão vertical. Porém, dada esta diferença mínima, pode-se indicar um intervalo para a frequência para fora-do-plano de painéis de alvenaria de enchimento com características próximas das indicadas:

- painel construídos com tijolos de furação horizontal com espessura 15 cm;
- dimensões a rondar os 5 m × 2 m;
- compressão axial instalada previamente ao ensaio sem haver incremento durante a realização do ensaio.

A frequência situar-se-ia assim no intervalo [17,94; 20,77]Hz. Porém esta ideia inicial pode ser comprovada ou refutada futuramente através da realização de ensaios de vibração ambiental sobre painéis de alvenaria do mesmo género aos aqui apresentados.

Embora aqui se tenha utilizado um estado para caracterizar o painel INF 05 correspondente a uma idade inferior à do estado utilizado para o painel INF 04, os valores para a frequência para fora-do-plano obtidas foram bastante similares. Tal facto pode resultar de o painel INF 05 ter sido possível construir o painel com um número inteiro de fiadas de tijolos, o que acontece muito raramente.

O valor obtido aproxima assim este painel INF 05 das paredes utilizadas no enquadramento da INF 04 com as paredes ensaiadas no edifício.

6.6. CONCLUSÕES

Após a apresentação dos principais resultados obtidos pelo tratamento dos dados recolhidos nos ensaios de vibração ambiental, as constatações principais que se retiram daqui passam por:

- O aumento da cura da argamassa de assentamento nos painéis de alvenaria permite um aumento da frequência verificada no plano do painel de alvenaria. O mesmo se passa para a frequência para fora-do-plano.
- A presença de uma compressão vertical nos pilares do pórtico de betão armado possibilitou um ganho de rigidez para fora-do-plano de aproximadamente 38%;

- iii. Após a rotura dos painéis verifica-se uma quebra acentuada nas frequências para fora-do-plano.
- iv. Quanto maior for dano observado no painel de alvenaria de enchimento, maior será a sua diminuição da rigidez para ações fora-do-plano. O painel INF 04 foi aquele em que se verificou uma maior deformação para fora-do-plano registando-se para este painel uma diminuição de rigidez de aproximadamente 46% face à diminuição de 20,5% no painel INF 05 que experimentou uma menor deformação para fora-do-plano.

Dada a existência de um vasto número de variáveis, a quantificação da influência de cada uma delas é impraticável.

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. SUMÁRIO E CONCLUSÕES

No seguimento dos objetivos definidos inicialmente foi realizada uma campanha experimental sobre dois painéis de alvenaria de enchimento construídos à escala real. O tratamento dos resultados obtidos e a determinação de alguns parâmetros que permitem perceber o comportamento dos painéis levaram a que fossem tecidos alguns comentários acerca do que se constatou através da análise destes resultados. Para além dos ensaios para fora-do-plano, foram ainda levados a cabo ensaios de vibração ambiental com o intuito de averiguar a evolução das características dinâmicas destes painéis após a sua construção e a presença de dano na sua estrutura.

Apresentam-se de seguida alguns comentários aos resultados obtidos e apresentados ao longo desta dissertação.

Em relação aos ensaios para fora-do-plano, uma primeira ideia constatada foi o facto de o ensaio monotónico parecer definir uma envolvente para os ensaios realizados de forma cíclica. Foi no ensaio monotónico que se registou a maior capacidade resistente, ocorrendo esta para um nível de deslocamento para fora-do-plano do painel também ele superior.

A diminuição da capacidade resistente nos ensaios cíclicos advém principalmente da repetição de ciclos para um mesmo deslocamento alvo que se pretende instalar no painel de alvenaria de enchimento. Esta repetição tem como resultado a perda de atrito nas regiões mais frágeis do painel, levando a que no caso de segunda repetição para um determinado deslocamento alvo a força necessária para que esse deslocamento ocorra seja inferior à da primeira ocorrência.

Relativamente à instalação de esforço axial nos pilares do pórtico de betão armado anteriormente à execução dos ensaios para fora-do-plano, constatou-se uma diminuição da rigidez para fora-do-plano do painel embora aliado a um aumento da capacidade resistente dos mesmos painéis.

Este grau de confinamento adicional, tem consequência no modo de rotura que ocorre aquando dos ensaios para fora-do-plano. A presença da referida compressão vertical nos pilares, sem que haja incremento da mesma durante o ensaio, conduz a que o painel adquira uma rotura nitidamente frágil.

A definição de curva de degradação da rigidez, possibilita visualizar que este tipo de elementos não estruturais começa a perder rigidez para ações fora-do-plano assim que a solicitação começa a ser transmitida aos painéis. Esta perda de rigidez será mais ou menos acentuada consoante o comportamento apresentado pelo painel, isto é, caso apresente uma rotura lenta e gradual ou uma rotura instantânea.

Outro parâmetro avaliado foi a energia dissipada ao longo do ensaio, quer sobre a forma de energia dissipada acumulada quer como energia dissipada em cada ciclo de carga. Na presença desta informação,

dois aspetos fundamentais são aqui referidos. O primeiro, e como não poderia de ser, é no momento é que ocorre a maior degradação da estabilidade do painel que ocorre a maior dissipação de energia; o segundo aspeto é inerente à presença de compressão vertical nos pilares, situação esta que fez com que houvesse uma diminuição na energia dissipada do painel.

A alteração das condições de apoio de um para o outro painel, levou a que a capacidade resistente do painel fosse bastante inferior à verificada para os painéis que se encontravam totalmente apoiados.

Apesar dos painéis terem condições e graus de confinamento distintos, foi em torno do centro do painel onde se concentraram as maiores deformações para fora-do-plano dos painéis. A utilização de perfis de deslocamentos verticais e horizontais, permitiu identificar uma simetria quase perfeita em termos de perfis de deslocamentos horizontais face ao alinhamento vertical central. Já em relação aos perfis de deslocamentos verticais uma simetria em relação a meia altura do painel foi difícil de ocorrer.

No que diz respeito a dotar o painel de alvenaria com dano no plano, verifica-se que tal conduz a uma diminuição da capacidade resistente para fora-do-plano embora a sua rigidez inicial para este tipo de solicitação não seja significativamente alterada.

Dos ensaios de vibração ambiental conduzidos, as principais elações que se tiram provêm da evolução das características dinâmicas dos painéis com o tempo de cura após a construção, a presença de esforço axial nos pilares de betão armado sem que haja acréscimos durante a aquisição de dados e ainda o modo como a rotura dos painéis altera estas características dinâmicas.

Da análise dos resultados apresentados, aponta-se uma tendência de aumento da frequência do painel de enchimento no que diz respeito à resposta no plano quer para fora do seu plano, à medida que o tempo de cura aumenta.

No caso do painel de alvenaria denominado INF 04 constatou-se que a presença de compressão vertical nos pilares conduziu a um aumento de 38% aproximadamente na sua rigidez para fora-do-plano.

A aquisição de dados neste painel após a realização do ensaio para fora-do-plano permitiu constatar uma diminuição da frequência para fora-do-plano em cerca de 5 Hz. Uma vez que a massa do painel não sofreu alteração, e se verificou uma diminuição da frequência para fora-do-plano, tal evidencia uma diminuição de rigidez acentuada, uma vez que a relação não é diretamente proporcional.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

De modo a que haja um maior grau de certezas quanto às conclusões que advêm da realização desta campanha experimental, torna-se necessário que futuramente esta campanha experimental tenha continuidade. Para tal devem ser realizados ensaios, quer monotónicos quer cíclicos, sobre novos painéis a construir. De modo a alargar a base de dados que permita retirar conclusões bem nítidas, estes painéis de alvenaria devem-se apresentar com as variáveis já estudadas neste trabalho, mas também devem ser incorporadas novas variáveis. Assim seria importante que estes novos ensaios decorressem tendo em conta os seguintes tópicos:

- i. Diferentes níveis de dano prévio no plano do painel;
- ii. Incorporar existência de aberturas no painel em diferentes localizações de modo a verificar, se para além da área de abertura a sua localização influencia o comportamento do painel;
- iii. Instalação de vários níveis de esforço axial nos pilares do pórtico de betão armado previamente à realização dos ensaios que se pretendam realizar;
- iv. Adotar soluções de reforço no painel de alvenaria de modo a averiguar os benefícios/prejuízos que daí decorrem;

- v. Executar os mesmos ensaios sobre painéis de alvenaria com diferentes espessuras;
- vi. Realizar ensaios da mesma natureza em painel de enchimento construídos com outros materiais, como por exemplo, blocos de betão;

A consideração destes cenários, para além de permitir um melhor conhecimento da influência que cada uma das variáveis tem no comportamento do painel de alvenaria de enchimento para fora-do-plano, possibilitará também averiguar a evolução das características dinâmicas dos painéis e o estabelecimento de intervalos de frequências para um painel de alvenaria de enchimento, aquando da realização de ensaios de vibração ambiental ou outros com o mesmo objetivo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Pereira, M., *Avaliação do desempenho das envolventes dos edifícios face à acção dos sismos*, Dissertação de Doutoramento, Universidade do Minho, 2013
- [2] Martins, A., et al., *Comportamento Sísmico de Paredes de Alvenaria de Fachada - Uma Breve Revisão*, 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 2014, LNEC, Lisboa
- [3] *Eurocódigo 6 projeto de estruturas de alvenaria NP EN 1996-1-1: 2005+A1: 2015 Parte 1-1 regras gerais para estruturas de alvenaria armada e não armada*, IPQ, Caparica, 2015.
- [4] *Eurocódigo 8 projeto de estruturas para resistência aos sismos NP EN 1998-1: 2010 Parte 1 regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*, IPQ, Caparica, 2013.
- [5] Furtado, A., et al., *Influence of the In Plane and Out-of-Plane masonry Infill Walls' Interaction in the Structural Response of RC Buildings*, Procedia Engineering, 722-729
- [6] Vicente, R., et al., *Danos em Paredes de Alvenaria de Fachada em Edifícios Correntes de Betão Armado: Lições do Sismo de Abril de 2009 de L'Áquila Itália*, Sísmica 2010 - 8º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2010.
- [7] Mehrabi, A. and Shing, P. S., *Behaviour and Analysis of Masonry - Infilled Frames*, Progress in Structural Engineering and Materials, 320-331
- [8] Furtado, A., et al., *Geometric Characterisation of Portuguese RC Buildings with Masonry Infill Walls*, European Journal of Environmental and Civil Engineering, 396-411
- [9] Rodrigues, H., et al., *Simplified Macro-Model for Infill Masonry Panels*, Journal of Earthquake Engineering, 390-416
- [10] Vasconcelos, G., et al., *Paredes de Alvenaria de Enchimento e a Ação Sísmica: Reabilitação e Inovação*, Seminário de Paredes de Alvenaria 2015, Lisboa
- [11] Furtado, A., et al., *Estudo Experimental do Comportamento de Paredes de Enchimento para Fora do Seu Plano*, 10º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2016, Açores
- [12] Vasconcelos, G., et al., *Out-of-Plane Behaviour of Masonry Infill Walls*, 7th International Conference on Seismology & Earthquake Engineering, 2015,
- [13] Furtado, A., et al., *Monotonic and Cyclic Characterization of the Out-of-Plane Behaviour of Infill Masonry Walls*, 6th International Conference on Mechanics and Materials in Design, 2015, Açores
- [14] Furtado, A., et al., *In Plane Response of Masonry Infill Walls: Experimental Study using Digital Image Correlation*, Procedia Engineering, 870-876
- [15] Furtado, A., et al., *Experimental Characterization of the In-plane and Out-of-Plane Behaviour of Infill Masonry Walls*, 1st International Conference on Structural Integrity, 2015, Funchal, Madeira
- [16] Vasconcelos, G., et al., *In-Plane and Out-of-Plane Experimental Characterization of RC Masonry Infilled Frames*, 6th International Conference on Mechanics and Materials in Design, 2015, Açores

- [17] Varum, H., *Seismic Assessment, Strenghtening and repair of Existing Buildings*, Dissertação de Doutoramento, Universidade de Aveiro, 2003
- [18] Guevara, L. and García, L., *The Captive and Short-Column Effects*, Earthquake Spectra, The Professional Journal of the Earthquake Engineering Research Institute, 141-160
- [19] Varum, H., et al., *Field Observations and Interpretation of the Structural Performance of Constructions after the 11 May 2011 Lorca Earthquake*, Engineering Failure Analysis, 670-692
- [20] Varum, H., et al., *Sismo no Nepal 2015: Lições Retiradas do Comportamento e Dano Observado nos Edifícios*, Construction Pathology, Rehabilitation Technology and Heritage Management, 2016, Burgos
- [21] Kusumasturi, D., *Report on the West Sumatra Earthquake of September 30, 2009*, 2010
- [22] Ferreira, T., et al., *Experimental Characterization of the Out-of-Plane Performance of Regular Stone Masonry Walls, Including Test Setups and Axial Load Influence*, Bulletin of Earthquake Engineering, 2667-2692
- [23] Pereira, M. F. P., et al., *Behaviour of Masonry Infill Panels in RC Frames Subjected to In Plane and Out of Plane Loads*, 7th International Conference AMCM 2011 - Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures, 2011, Kraków, Poland
- [24] Ramos, T., et al., *2D and 3D Digital Image Correlation in Civil Engineering - Measurements in a Masonry Wall*, Procedia Engineering,
- [25] Varum, H., et al., *Sismo de L'Áquila de 6 de Abril de 2009 Ensinamentos para Portugal*, Sísmica 2010 - 8º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2010, Aveiro
- [26] Furtado, A., *Fotografia do Dano provocado por um Sismo no Nepal*, 2015
- [27] Rodrigues, H., *Fotografia do Dano provocado por um Sismo no Nepal*, 2015
- [28] Shapiro, D., et al., *Estimating Out-of-Plane Strength of Cracked Masonry Infills*, University of Illinois, 1994
- [29] Pereira, M., *Caracterização experimental da resposta mecânica no seu plano e fora do plano de paredes de alvenaria de enchimento*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010
- [30] Oliveira, J., *Influence of Infill Masonry Walls on the Behaviour of RC Buildings*, Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2015
- [31] Dawe, J. L. and Seah, C. K., *Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels*, Canadian journal of civil engineering, 854-864
- [32] Griffith, M., et al., *Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 801-821
- [33] Angel, R., et al., *Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills*, 1994
- [34] Flanagan, R. and Bennett, R., *Bidirectional behavior of structural clay tile infilled frames*, Journal of Structural Engineering, 236-244
- [35] Calvi, G. M., et al., *Seismic performance of masonry-infilled RC frames: benefits of slight reinforcements*, Invited lecture to "Sísmica, 14-16

- [36] Komaraneni, S., *et al.*, *Out-of-Plane Seismic Behaviour of Brick Masonry Infilled Panels with Prior In-Plane Damage*, 11th Canadian Masonry Symposium, 2009, Toronto
- [37] Morandi, P., *et al.*, *Out-of-Plane Experimental Response of Strong Masonry Infills*, 9th International Masonry Conference Guimarães, 2014.
- [38] Furtado, A., *et al.*, *Experimental evaluation of out-of-plane capacity of masonry infill walls*, Engineering Structures, 15/03/2016, 48-63
- [39] Furtado, A., *et al.*, *Geometric characterisation of Portuguese RC buildings with masonry infill walls*, European Journal of Environmental and Civil Engineering, 20/04/2016, 396-411
- [40] Incorporated, A. S., Adobe Photoshop CS5, 12.0, 2010
- [41] http://www.preceram.pt/documentos/FT_CE_PNorte.pdf. maio de 2016
- [42] Lopes, V., *Identificação mecânica e avaliação do comportamento sísmico de chaminés em alvenaria*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009
- [43] Fernandes, J., *Avaliação das características dinâmicas de estruturas existentes*, Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2014
- [44] Caetano, E., *Identificação experimental de parâmetros dinâmicos em sistemas estruturais*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1992
- [45] Pimentel, R., *Caracterização do tráfego ferroviário e dos seus efeitos em pontes de pequeno vão*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009
- [46] Magalhães, F., *Identificação modal estocástica para validação experimental de modelos numéricos*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004
- [47] Pinho, M., *Caracterização de Edifícios de Betão Armado com Paredes de Alvenaria de Enchimento - Estudo Numérico e Experimental*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2016
- [48] Lopes, V., *et al.*, *Identificação dinâmica de estruturas*, PATRIMÓNIO 2010, 2010.
- [49] Rodrigues, J., *Identificação modal estocástica Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil*, Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004
- [50] <http://www.pcb.com/products.aspx?m=393A03>. maio de 2016
- [51] http://www.pcb.com/techsupport/tech_accel.aspx. maio de 2016
- [52] Solutions, S. V., ARTeMIS Extractor Pro 5.4, 2011

ANEXOS

ANEXO A

- A.1. EVOLUÇÃO TEMPORAL DAS CÉLULAS DE CARGA**
- A.2. EVOLUÇÃO DAS CÉLULAS DE CARGA COM O DESLOCAMENTO PARA FORA-DO-PLANO**
- A.3. ENERGIA DISSIPADA AO LONGO DO ENSAIO**
- A.4. ÁREA EFETIVA DE CONTACTO DOS AIRBAGS**

A.1. EVOLUÇÃO TEMPORAL DAS CÉLULAS DE CARGA

De modo a perceber se todas as células tinham funcionado corretamente, procedeu-se a uma representação conjunta das células utilizadas no set-up do ensaio. Por simplificação de leitura, optou-se por elaborar um gráfico para as centrais e outro para as células laterais.

Assim, apresenta-se na Figura A. 1 e na Figura A. 2 a evolução do registo efetuados pelas células de carga centrais e laterais ao longo do ensaio.

De notar que as células presentes em cada figura dizem respeito à numeração apresentada na Figura 4.7 e Figura 4.9.

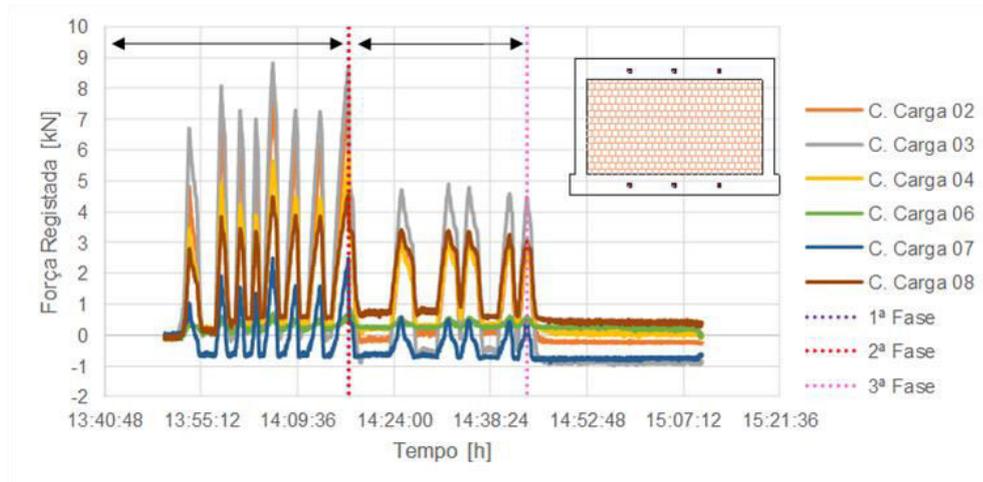


Figura A. 1. INF 04: Evolução temporal da força registada nas células de carga centrais.

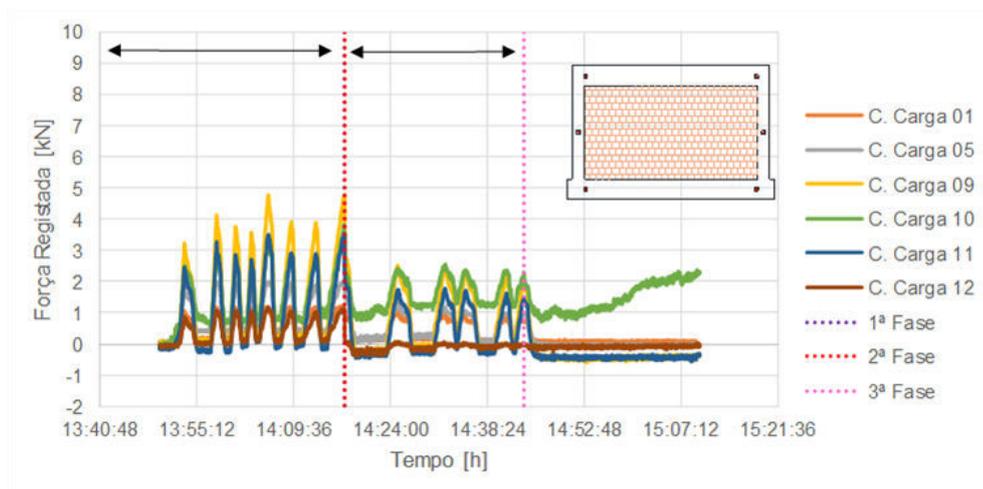


Figura A. 2. INF 04: Evolução temporal da força registada nas células de carga laterais.

A.2. EVOLUÇÃO DAS CÉLULAS DE CARGA COM O DESLOCAMENTO PARA FORA-DO-PLANO

Houve também curiosidade em perceber qual a carga registada por cada célula de carga em função do deslocamento ocorrido para fora do plano no ponto de referência do painel, sendo este o ponto central do painel. Tal representação é apresentada na Figura A. 3.

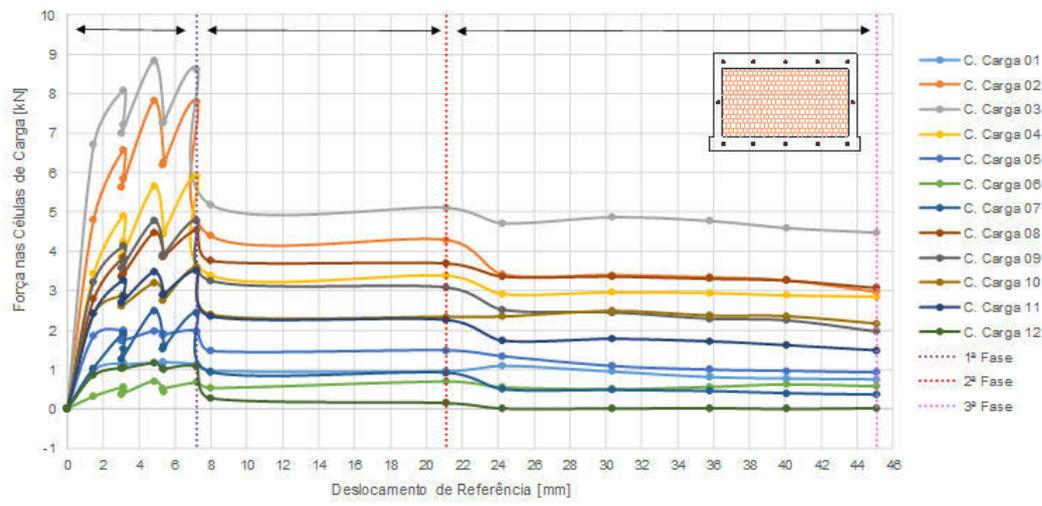


Figura A. 3. INF 04: Diagrama Força – Deslocamento para cada célula de carga.

De forma a se poder fazer uma comparação do registo efetuado em cada posição do pórtico com o ensaio realizado sobre o painel INF 05, recorre-se à Figura A. 5, para apresentar o registo efetuado pela célula de carga em função da sua localização no pórtico de betão armado. Na Figura A. 6 apresenta-se a representação gráfica da pressão do sistema de airbags responsável pela instalação das forças registadas nas células de carga.

A.3 ENERGIA DISSIPADA AO LONGO DO ENSAIO

Tendo a curva da energia dissipada ao longo do ensaio e por forma a definir a energia dissipada no fim de cada ciclo de sollicitação do painel, definiram-se os segmentos verticais a tracejado de modo a que posteriormente fosse possível obter para cada interseção destes segmentos com a curva da energia dissipada acumulada, a respetiva energia dissipada. Apresenta-se na Figura A. 4 a representação gráfica referida.

Posteriormente tendo a indicação do valor da energia dissipada foi possível identificar o deslocamento para o qual esta ocorria, o que permitiu a elaboração da Tabela 4.4 e Tabela 4.5.

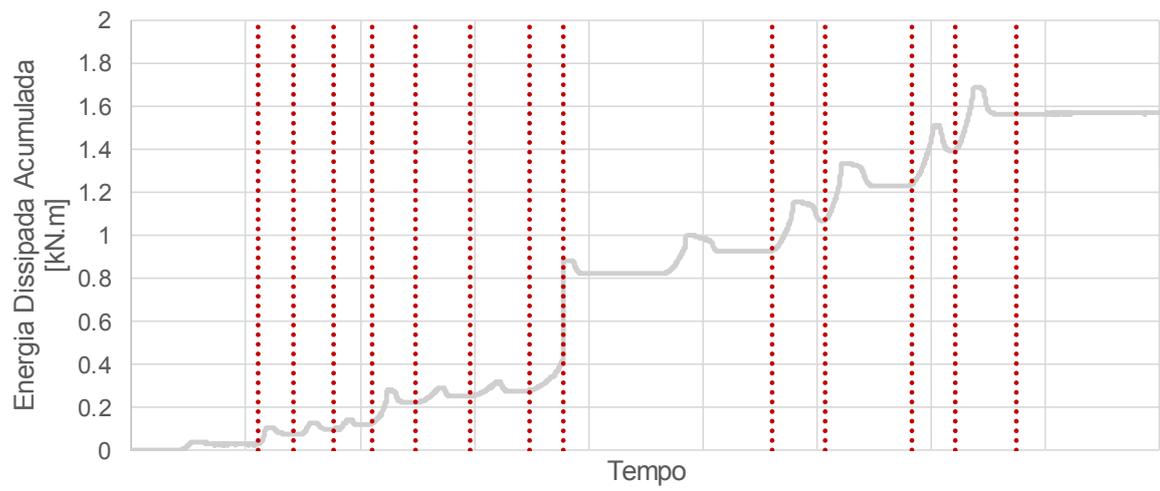


Figura A. 4. INF 04: Evolução da Energia Dissipada Acumulada ao longo do ensaio.

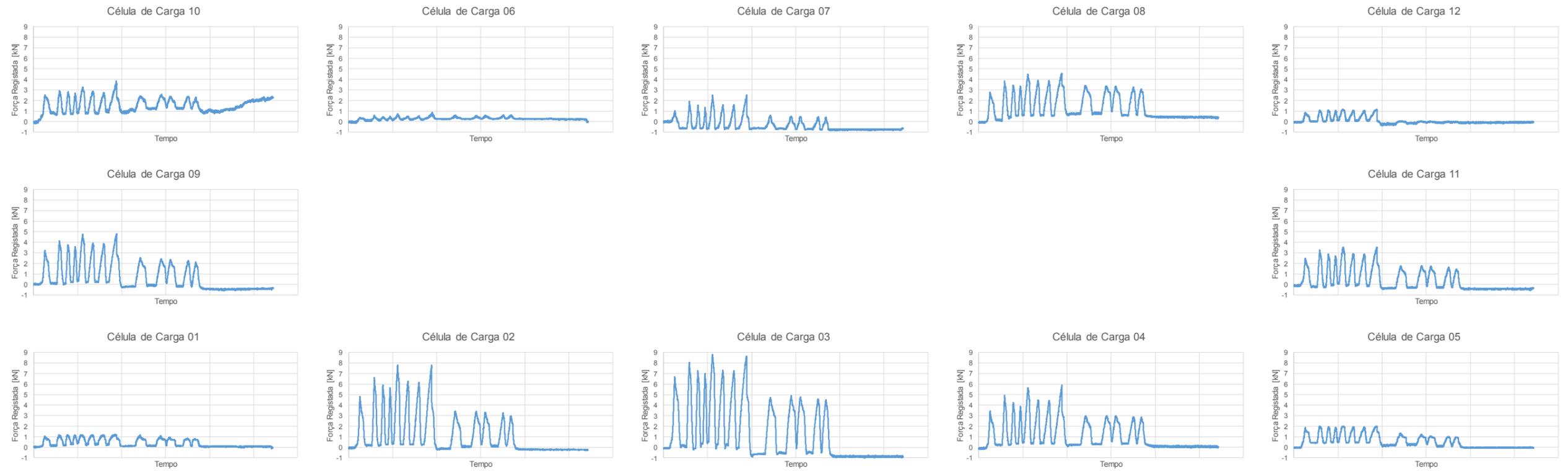


Figura A. 5. INF 04: Evolução das células de carga e respetiva localização no pórtico de betão armado.



Figura A. 6. INF 04: Representação gráfica da pressão do sistema de airbags ao longo do ensaio.

A.4. ÁREA EFETIVA DE CONTACTO DOS AIRBAGS

De modo a relacionar a força total transmitida ao painel com a pressão registada no sistema de airbags, tornou-se necessário saber a área efetiva de contacto entre os airbags e o painel de alvenaria. Para tal, procurou-se os máximos ocorridos na coluna relativa à pressão registada pelo sistema de airbags e os respetivos valores do somatório das células de carga, dados estes relativos ao ensaio INF 04. Desta recolha de valores, resulta a Tabela A. 1.

Tabela A. 1. Valores máximos da pressão do sistema de airbags e correspondente valor obtido através do somatório do registo das células de carga, relativos ao painel INF 04.

Pressão Sistema de Airbags	Força Total Células de Carga [kN]
0	0
6,107585	30,81869
7,349650	40,31105
6,348674	36,12335
5,968221	33,35206
7,587687	44,88122
6,442261	37,33853
6,376139	36,83553
7,478841	46,03330
4,117839	23,81180
5,098470	24,16075
4,992676	23,21376
4,899089	22,66634
4,741414	21,56515

Com base nesta informação foi possível traçar uma regressão linear, Figura A. 7, e obter a área efetiva de contacto pretendida.

Importa referir que a distância entre o pórtico de betão armado e a estrutura de reação onde se encontravam os airbags aquando da realização do ensaio para fora-do-plano era de 12 *cm*.

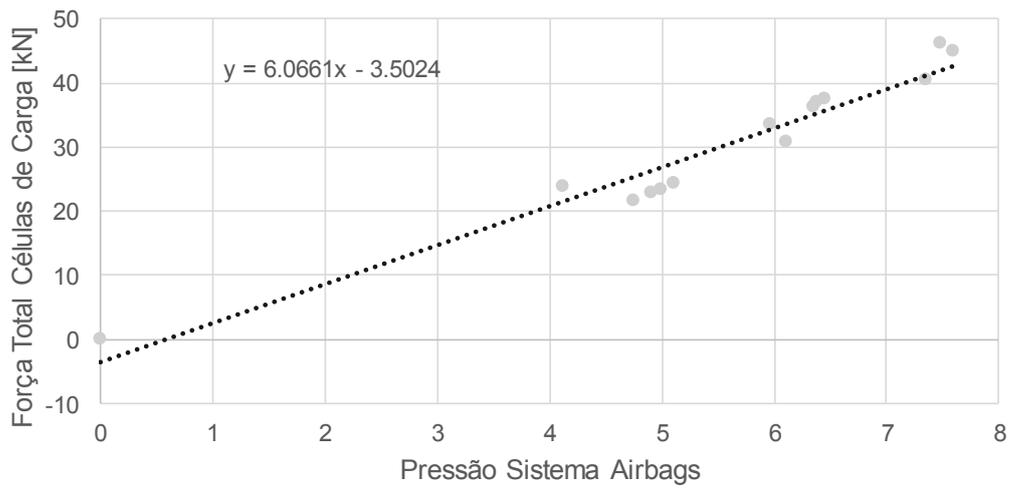


Figura A. 7. INF 04: Regressão Linear para obter a área efetiva entre os airbags e o painel de alvenaria de enchimento.

A área efetiva de contacto é aproximadamente $6,066 \text{ m}^2$.

ANEXO B

B.1. EVOLUÇÃO TEMPORAL DAS CÉLULAS DE CARGA

B.2. ENERGIA DISSIPADA AO LONGO DO ENSAIO

B.1. EVOLUÇÃO TEMPORAL DAS CÉLULAS DE CARGA

Como já efetuado para o painel INF 04, procedeu-se à representação da evolução da carga registada em cada célula de carga em função da sua localização. Recorre-se à Figura B. 2, para ilustrar tal esquema.

Na Figura B. 3 apresenta-se a pressão de ar no sistema de airbags que levou a cabo a imposição dos deslocamentos alvo transmitidos ao painel ao longo do ensaio.

B.2 ENERGIA DISSIPADA AO LONGO DO ENSAIO

De modo a possuir informação relativa à energia dissipada pelo painel em cada ciclo de solicitação, realizou-se o mesmo procedimento que no painel INF 04. Deste tratamento surgiu a Figura B. 1, em que se faz a identificação do ponto em que se considera a transição entre ciclos de solicitação distintos.

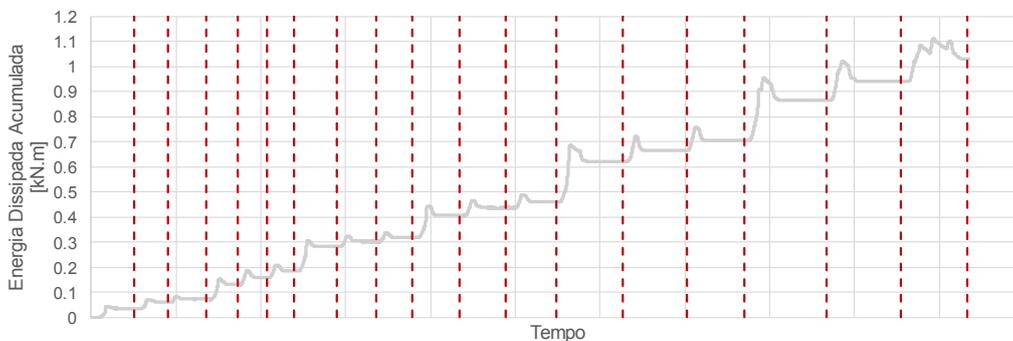


Figura B. 1. INF 05: Evolução da Energia Dissipada Acumulada ao longo do ensaio.

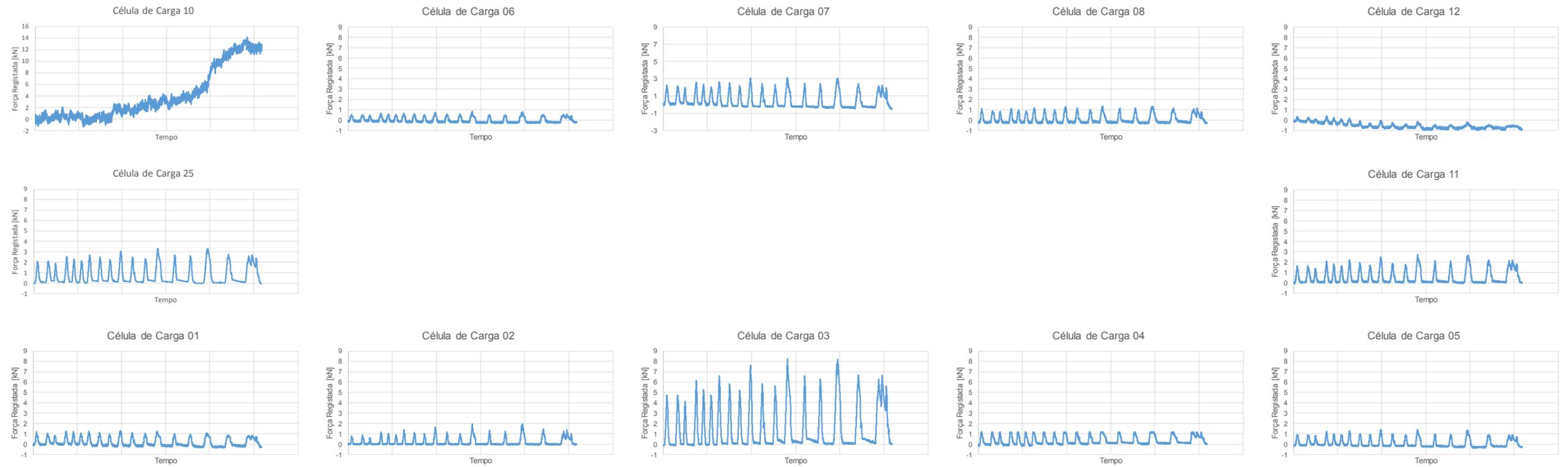


Figura B. 2. INF 05: Evolução das células de carga e respetiva localização no pórtico de betão armado.



Figura B. 3. INF 05: Representação gráfica da pressão do sistema de airbags ao longo do ensaio.

ANEXO C

C.1. EXTENSÃO AO LONGO DO ENSAIO

C.2. ESFORÇO AXIAL AO LONGO DO ENSAIO

C.1. EXTENSÃO AO LONGO DO ENSAIO

Como referido no corpo do trabalho, a identificação dinâmica correspondente ao estado iv foi acompanhada pela leitura da extensão em cada pilar. Esta grandeza foi registada através de quatros extensómetros, sendo dois colocados em cada pilar do pórtico de betão armado nas suas faces frontal e traseira.

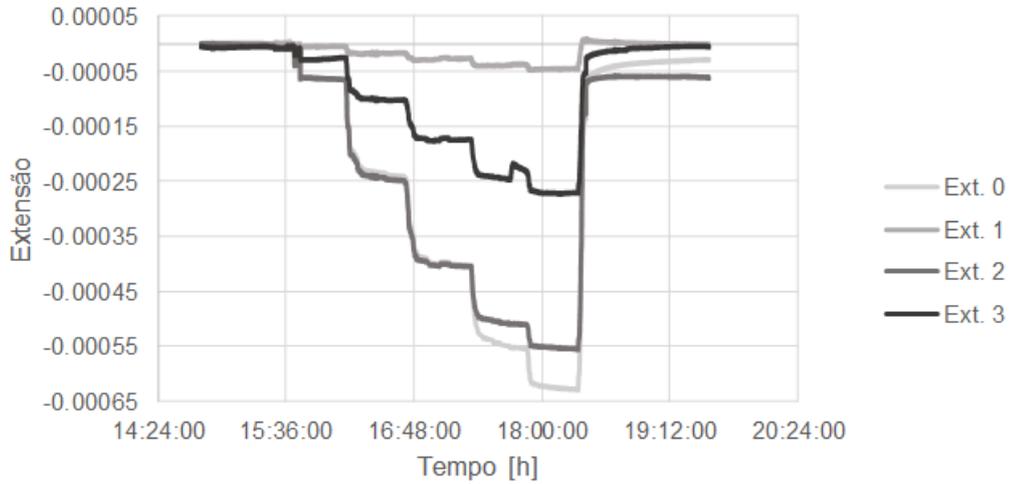


Figura C. 1. INF 04: Evolução temporal do registo efetuado pelos extensómetros

C.2. ESFORÇO AXIAL AO LONGO DO ENSAIO

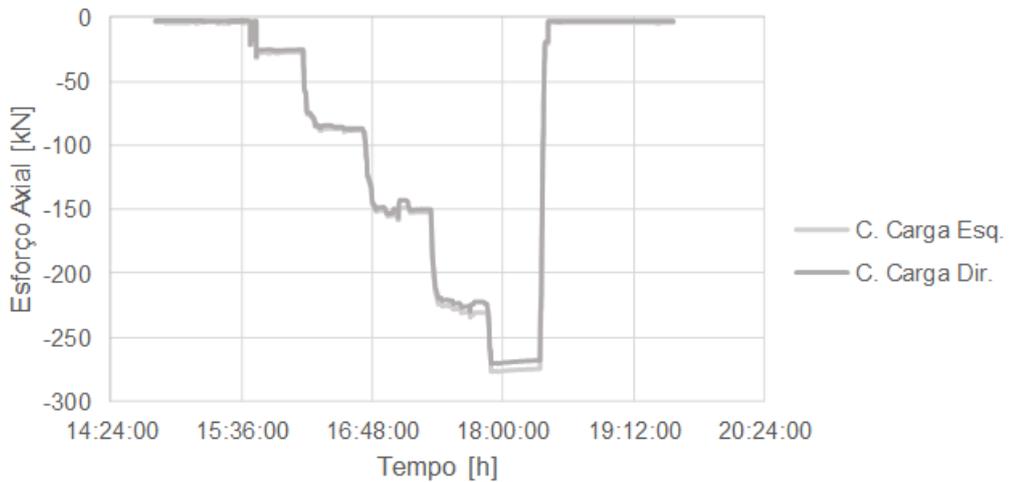


Figura C. 2. INF 04: Evolução temporal do registo efetuado pelas células de carga

Relembra-se que as células de carga são identificadas recorrendo à localização do pilar em que estão colocadas. Assim sendo as células de carga esquerda e direita, localizam-se no topo do pilar esquerdo e direito respetivamente.

ANEXO D

- D.1. PERFIS DE DESLOCAMENTOS VERTICAIS
INF 01, INF 02 E INF 03**
- D2. PERFIS DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS
INF 01, INF 02 E INF 03**
- D.3 ÁREA EFETIVA DE CONTACTO DOS AIRBAGS
INF 02 E INF03**

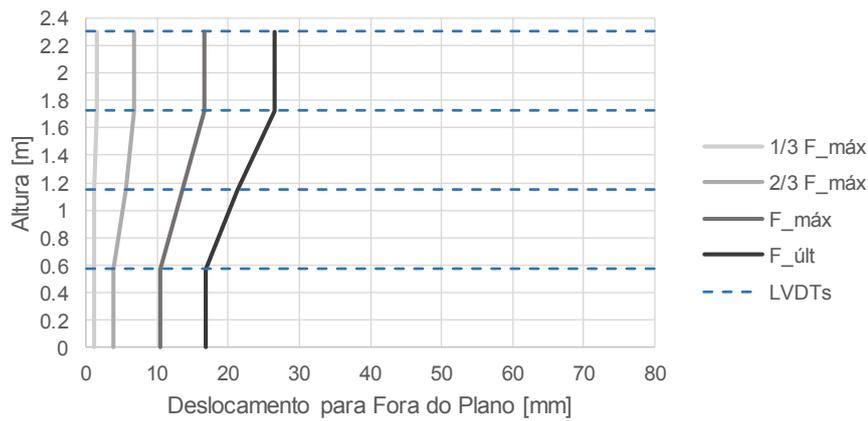
D.1. Perfis de Deslocamentos Verticais INF 01, INF 02 e INF 03

Uma vez que no capítulo 5 se usaram perfis de deslocamentos relativos a deslocamentos verificados para alinhamentos verticais e horizontais de cada painel, para a força máxima verificada e para a força última considerada para cada ensaio, achou-se necessário apresentar uma informação complementar que permitisse a construção de tais representações. Assim, e para cada ensaio, são apresentados os deslocamentos ocorridos para as quatro forças consideradas na Tabela D. 1, Tabela D. 2 e na Tabela D. 3. As correspondentes representações gráficas são apresentadas na Figura D. 1, Figura D. 2 e na Figura D. 3 respetivamente.

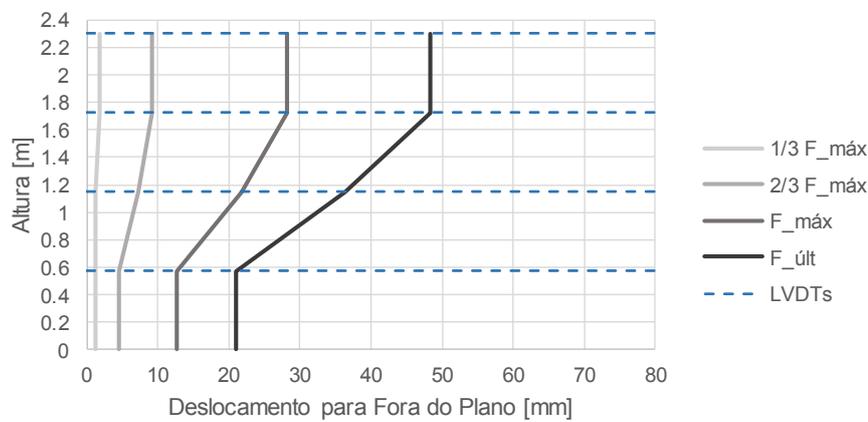
Tabela D. 1. Deslocamentos para fora do plano [mm] dos alinhamentos esquerdo, central e direito do painel INF 01 para as diferentes forças consideradas

Alinhamento	Altura [m]	LVDT	1/3 $F_{m\acute{a}x}$	2/3 $F_{m\acute{a}x}$	$F_{m\acute{a}x}$	$F_{\acute{u}lt}$
Esquerdo	0	-	1,068775	3,766987	10,375449	16,896306
	0,575	5	1,068775	3,766987	10,375449	16,896306
	1,15	19	1,072782	5,639249	13,526031	21,231302
	1,725	2	1,561744	6,777219	16,594583	26,478379
	2,3	-	1,561744	6,777219	16,594583	26,478379
Central	0	-	1,1204810	4,587070	12,705669	21,031460
	0,575	6	1,120481	4,587070	12,705669	21,031460
	1,15	8	1,215131	7,157577	21,817442	36,254617
	1,725	13	1,831202	9,120865	28,167307	48,314040
	2,3	-	1,831202	9,120865	28,167307	48,314040
Direito	0	-	0,742690	3,714464	10,695339	17,656910
	0,575	17	0,742690	3,714464	10,695339	17,656910
	1,15	20	1,331161	5,527581	15,754829	25,346927
	1,725	4	1,650054	7,038132	20,225255	33,142611
	2,3	-	1,650054	7,038132	20,225255	33,142611

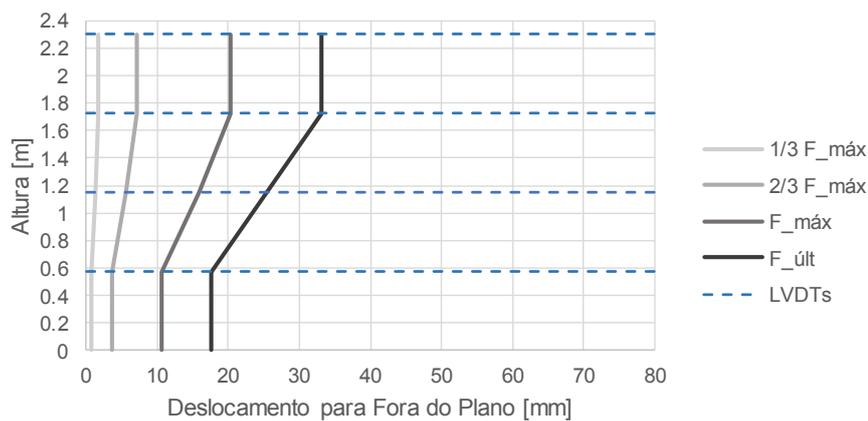
A força máxima registada para o ensaio do painel INF 01 foi de 74,93653 kN, sendo que os deslocamentos apresentados para 1/3 $F_{m\acute{a}x}$ e 2/3 $F_{m\acute{a}x}$ estão associados a forças de 24,77234 e 49,93866 kN, respetivamente. Já os deslocamentos apresentados para $F_{\acute{u}lt}$ correspondem a uma força de 51,48560 kN.



(a)



(b)



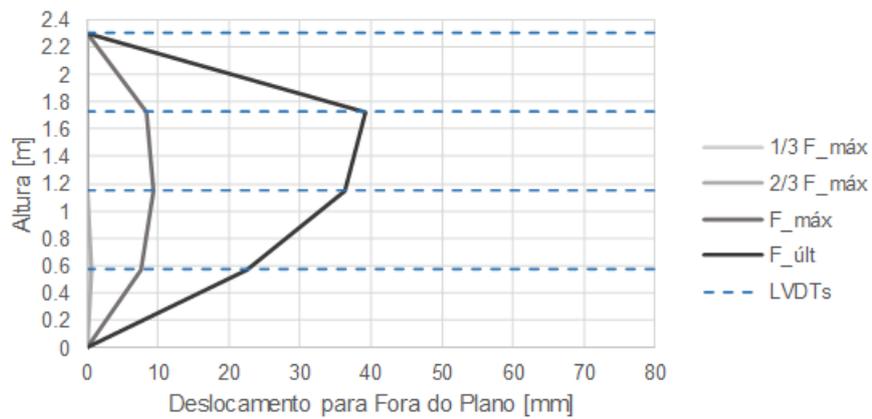
(c)

Figura D. 1. INF 01: Perfis de deslocamentos para fora-do-plano em altura (a) Alinhamento Esquerdo (b) Alinhamento Central (c) Alinhamento Direito

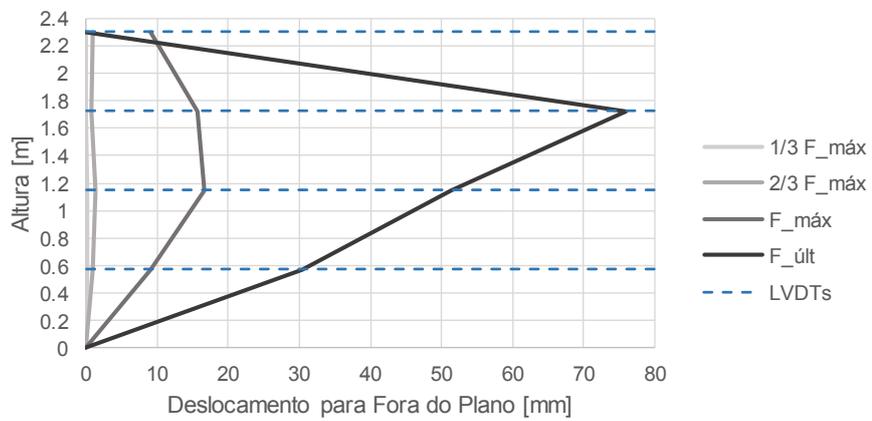
Tabela D. 2. Deslocamentos para fora do plano [mm] dos alinhamentos esquerdo, central e direito do painel INF 02 para as diferentes forças consideradas

Alinhamento	Altura [m]	LVDT	$1/3 F_{máx}$	$2/3 F_{máx}$	$F_{máx}$	$F_{últ}$
Esquerdo	0	-	0	0	0	0
	0,575	5	0,115431	0,574066	7,576232	22,625633
	1,15	19	0	0	9,345035	36,239754
	1,725	2	0,074886	0,130447	8,296688	39,204234
	2,3	-	0	0	0	0
Central	0	-	0	0	0	0
	0,575	6	0,187605	0,859687	9,113322	30,293220
	1,15	8	0,231329	1,351457	16,570570	51,237692
	1,725	13	0	0,652010	15,608241	75,909449
	2,3	-	0,042969	0,851257	8,976807	0
Direito	0	-	0	0	0	0
	0,575	17	0,066039	0,363729	7,548815	33,607976
	1,15	20	0,113634	0,539771	10,290152	36,239754
	1,725	4	0	0,182667	11,153589	42,082418
	2,3	-	0	0	0	0

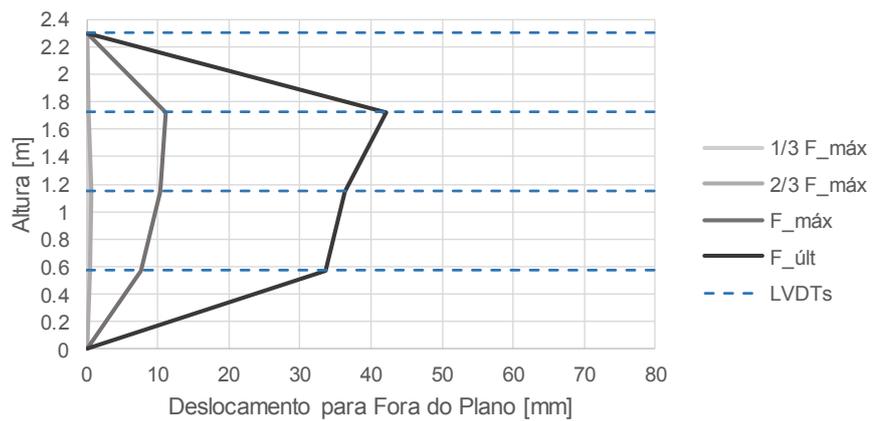
A força máxima registada para o ensaio do painel INF 02 foi de 69,01245 kN.



(a)



(b)



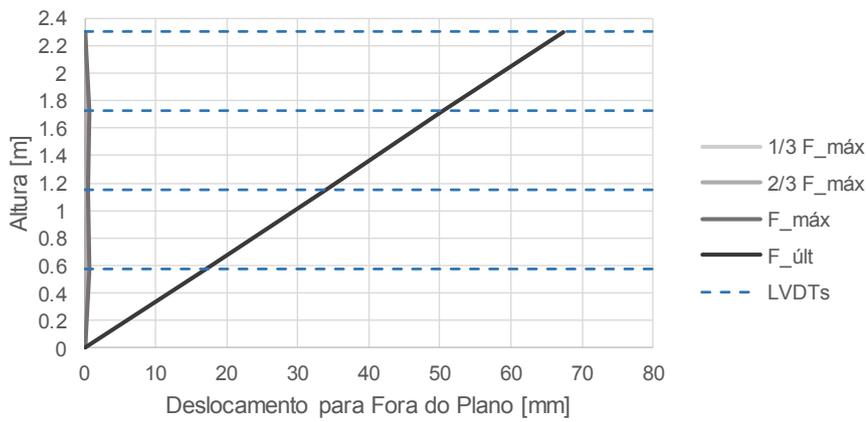
(c)

Figura D. 2. INF 02: Perfis de deslocamentos para fora-do-plano em altura (a) Alinhamento Esquerdo (b) Alinhamento Central (c) Alinhamento Direito

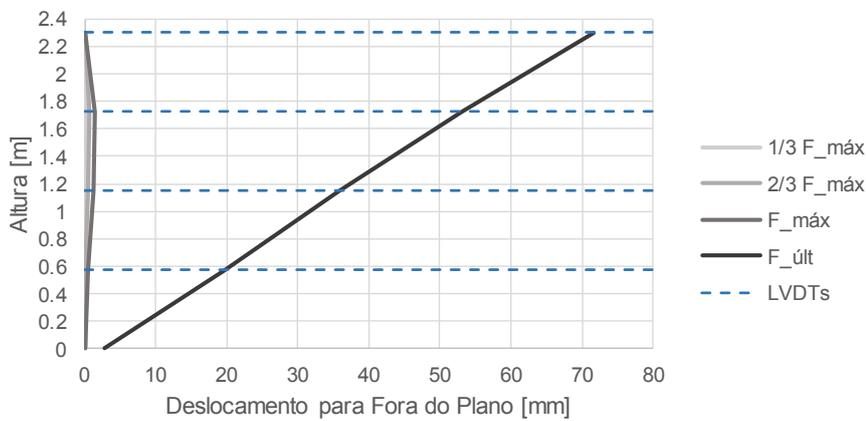
Tabela D. 3. Deslocamentos para fora do plano [mm] dos alinhamentos esquerdo, central e direito do painel INF 03 para as diferentes forças consideradas

Alinhamento	Altura [m]	LVDT	$1/3 F_{máx}$	$2/3 F_{máx}$	$F_{máx}$	$F_{últ}$
Esquerdo	0	-	0	0	0	0
	0,575	5	0	0,188607	0,601894	17,038535
	1,15	19	0	0,195791	0,511916	33,819155
	1,725	2	0	0,134071	0,692095	50,406997
	2,3	-	0	0	0	67,448680
Central	0	-	0	0,019531	0,104980	2,858826
	0,575	6	0	0	0,519524	19,747082
	1,15	8	0,048701	0,543833	1,254056	35,754780
	1,725	13	0,341760	0,759870	1,404609	53,044267
	2,3	-	0	0,002869	0,054044	71,651090
Direito	0	-	0	0	0	0
	0,575	17	0,005080	0,059944	0,595372	19,307897
	1,15	20	0,008117	0,176543	0,338880	36,381805
	1,725	4	0	0	0	55,288462
	2,3	-	0	0	0	73,717949

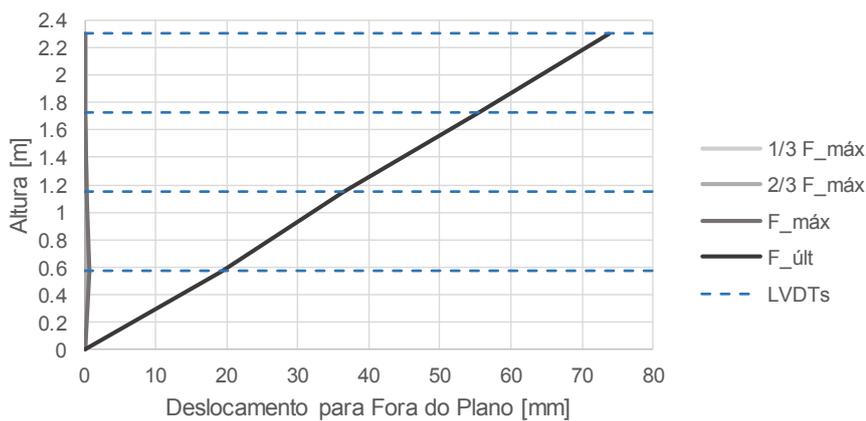
A força máxima registrada para o ensaio do painel INF 03 foi de 16,88087 kN.



(a)



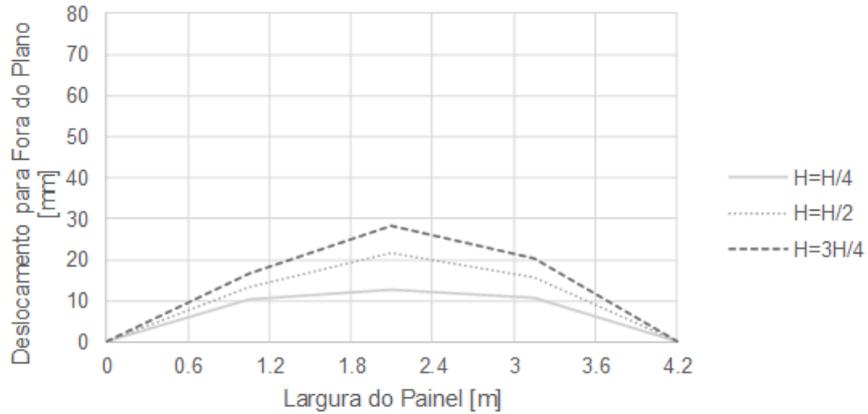
(b)



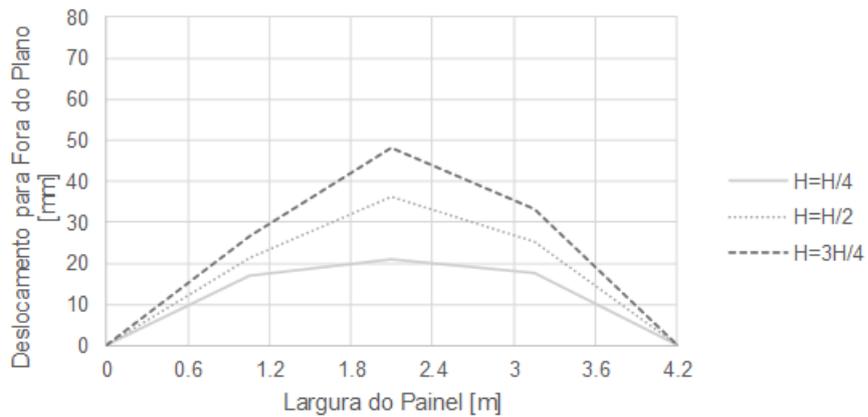
(c)

Figura D. 3. INF 03: Perfis de deslocamentos para fora-do-plano em altura (a) Alinhamento Esquerdo (b) Alinhamento Central (c) Alinhamento Direito

D.2 PERFIS DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS INF 01, INF 02 E INF 03

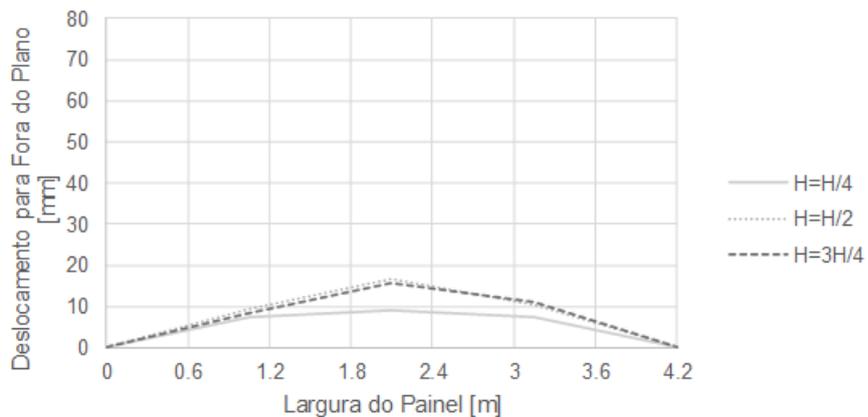


(a)

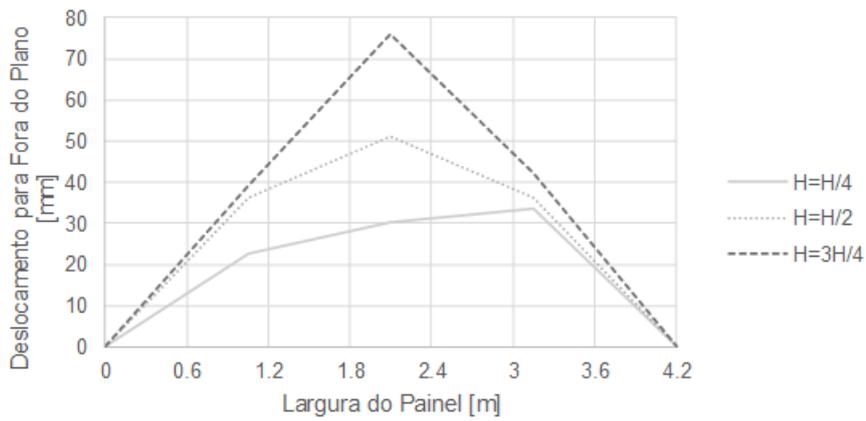


(b)

Figura D. 4. INF 01: Perfis de Deslocamentos horizontais (a) $F_{máx}$ (b) $F_{últ}$.

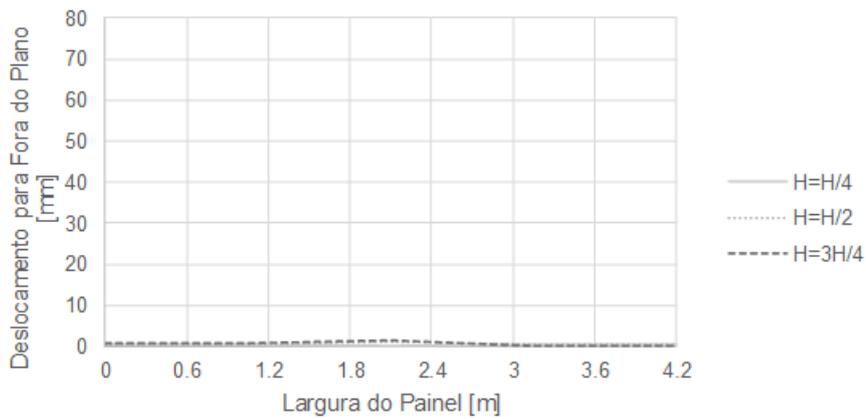


(a)

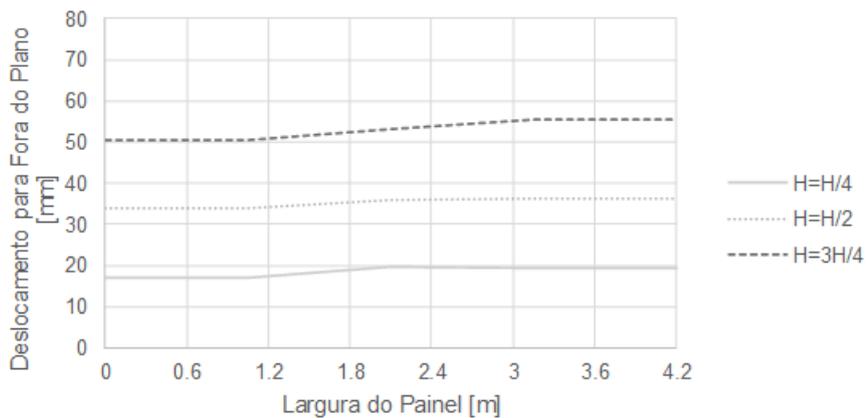


(b)

Figura D. 5. INF 02: Perfis de Deslocamentos horizontais (a) $F_{m\acute{a}x}$ (b) $F_{\acute{u}lt}$.



(a)



(b)

Figura D. 6. INF 03: Perfis de Deslocamentos horizontais (a) $F_{m\acute{a}x}$ (b) $F_{\acute{u}lt}$.

D.3 ÁREA EFETIVA DE CONTACTO DOS AIRBAGS INF 02 E INF 03

No decorrer deste trabalho tornou-se necessário estimar uma área efetiva de contacto entre o sistema de airbags e o painel de alvenaria de enchimento. Para tal, torna-se necessário relacionar o somatório de carga registada nas células de carga e a pressão do sistema de airbags.

Relativamente ao ensaio sobre o painel INF 01, essa área de contacto foi admitida igual a $6 m^2$. No que diz respeito aos painéis INF 02 e INF 03, essa área foi estimada através de uma regressão linear entre as duas grandezas referidas anteriormente, força e pressão.

Para o painel INF 02, identificaram-se os picos correspondentes à pressão do sistema de airbags e anotaram-se os correspondentes picos relativos ao somatório das células de carga. Desta análise surge a Tabela D. 4 e correspondente regressão linear é apresentada na Figura D. 7.

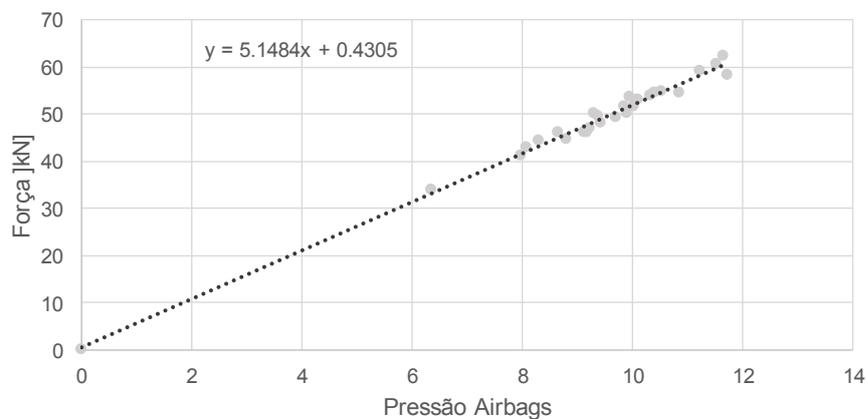


Figura D. 7 Regressão Linear para obter a área efetiva de contacto entre os airbags e o painel de alvenaria de enchimento INF 02

O mesmo procedimento foi realizado para o painel INF 03, do qual é apresentada na Figura D. 8 a regressão linear obtida através dos dados que se encontram na Tabela D. 5.

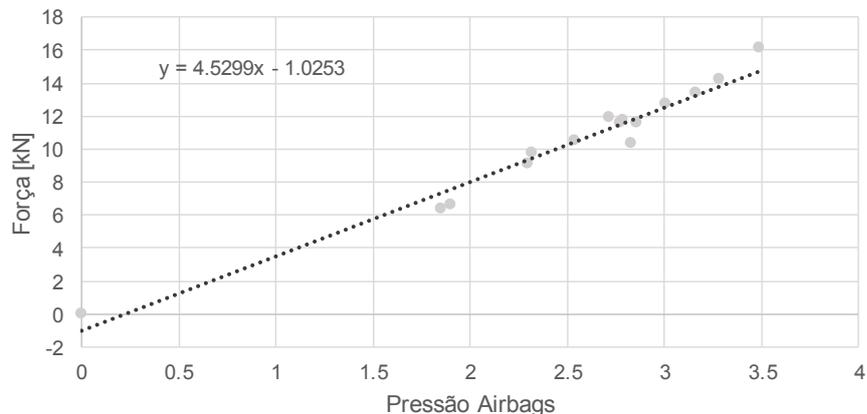


Figura D. 8. Regressão Linear para obter a área efetiva de contacto entre os airbags e o painel de alvenaria de enchimento INF 03

A área efetiva de contacto estimada foi de $5,148 \text{ m}^2$ para o painel INF 02 e $4,530 \text{ m}^2$ para o painel INF 03.

Tabela D. 4 Valores máximos da pressão do sistema de airbags e correspondente valor obtido através do somatório do registo das células de carga, relativos ao painel INF 02

Pressão Sistema de Airbags	Força Total Células de Carga [kN]
0	0
10,85002	54,53538
9,89990	50,20078
9,12170	45,95028
10,53060	54,67674
10,39632	54,42160
11,53056	60,39162
11,21521	59,15912
10,31698	53,97106
11,64958	62,34961
10,10742	52,92019
11,72587	58,23490
8,79924	44,70204
9,93551	53,45272
9,29057	50,16373
10,00773	51,51828
9,70154	49,11213
9,84701	51,40741
9,22241	47,02836
9,42586	47,98463
9,16138	46,16388
9,37500	49,46907
8,28451	44,34438
8,63444	46,05295
8,06376	42,72391
7,98136	41,20414
6,33748	33,85395

Tabela D. 5. Valores máximos da pressão do sistema de airbags e correspondente valor obtido através do somatório do registo das células de carga, relativos ao painel INF 03

Pressão Sistema de Airbags	Força Total Células de Carga [kN]
0	0
3,48409	16,12205
1,84937	6,38489
1,89819	6,61208
2,78320	11,71728
2,53398	10,49472
2,31730	9,71497
3,28369	14,20575
3,00395	12,71146
2,85238	11,56669
2,76998	11,54835
2,29797	9,05480
2,83101	10,29097
3,16366	13,41547
2,71301	11,92852

