

Pavimentos de Madeira em Edifícios Antigos

Estudo de uma solução de reforço

Diogo Silva Chen

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientadores:

Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Professora Doutora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Júri

Presidente: Professor Doutor António Manuel Figueiredo Pinto da Costa

Orientador: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Vogal: Professor Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Setembro de 2020

Declaração

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

Agradecimentos

Desejo expressar o meu agradecimento a todos os que me auxiliaram na realização desta dissertação, mas com especial atenção aos meus orientadores: o Professor Doutor Luís Guerreiro e a Professora Doutora Rita Bento, pela disponibilidade e dedicação que me prestaram, principalmente na reta final.

Quero também agradecer ao Fernando Alves, técnico do LERM, que se apresentou sempre disponível para me auxiliar nos trabalhos laboratoriais e ao Lourenço Fernandes que me guiou na realização dos ensaios.

Agradeço à STAP pelo fornecimento da cola epoxídica e disponibilidade das suas instalações para realização da colagem de provetes e um agradecimento ao Sr. Francisco Brito pelo auxílio na execução das mesmas. Um obrigado também à Eng^a. Raquel Paula e ao Eng. Pedro Colaço.

Agradeço também à 360 Engineering pelo voto de confiança e pela prontidão que sempre demonstram para me auxiliarem durante o desenvolver desta dissertação.

Um grande agradecimento aos meus Pais, Natália e João, e ao meu Irmão, Duarte, pela paciência e o apoio incondicional que sempre me deram. Quero também agradecer ao Igor pela forma como me ajudou a completar este trabalho, pela motivação que me deu ao longo deste extenso período e por não ter desistido de mim nos momentos mais difíceis.

E por último não posso deixar de agradecer ao grupo que me acompanhou dentro e fora do Técnico: à Nádia, à Cláudia, à Nicole e à Sara um imenso obrigado por todos os momentos que passámos juntos e pela força que me deram para continuar.

Resumo

Edifícios antigos com estruturas de alvenaria e madeira quando afetados por ações dinâmicas horizontais, como a ação sísmica, dependem significativamente da rigidez e resistência dos pisos e das ligações destes com as paredes para promover um comportamento conjunto da estrutura. O pavimento, normalmente composto por vigas e tábuas de madeira com ligações pouco rígidas e com inadequadas ligações às paredes resistentes, não é capaz de distribuir as forças de inércia pelos elementos verticais.

É proposto um reforço com painéis de derivados de madeira OSB com o intuito de melhorar a rigidez e resistência no plano de pavimentos antigos, com base num pavimento executado recorrendo a técnicas tradicionais de construção.

A análise do reforço foi realizada a partir de modelos numéricos, tendo as ligações entre os elementos sido caracterizadas a partir de ensaios cíclicos a três tipos: pregadas, aparafusadas e coladas. Verificou-se maior resistência e rigidez por parte das ligações pregadas quando comparadas com as aparafusadas, apresentando maior dissipação de energia por ciclo. As ligações coladas demonstraram um elevado nível de rigidez, não tendo sido possível obter conclusões relativamente à resistência.

Foi realizada uma análise paramétrica do reforço, modificando a configuração deste em termos de número de divisões nos painéis e espaçamento entre conetores. Foi ainda considerada a solidarização de juntas entre painéis com pranchas coladas. Dentro das quarenta variantes modeladas, apenas oito demonstraram valores de resistência e rigidez no plano adequados, apresentando resultados semelhantes a outras soluções de reforço com custo de aplicação muito superior.

Palavras-chave:

Pavimentos de madeira; Reforço sísmico; Rigidez no plano; Resistência no plano; Ligações madeira-madeira

Abstract

Old Unreinforced Masonry Buildings (URM) when affected by horizontal dynamic actions, such as seismic action, depend significantly on the stiffness and strength of the floors and on the existing connections between the floors and the masonry walls. Although, in these types of buildings, the floor is usually made of timber beams and boards which are poorly connected between themselves and with the walls. These aspects prevent the building from distributing inertia forces to vertical elements properly.

It is therefore proposed a type of reinforcement consisting of wood-based panels, OSB, in order to improve the in-plane stiffness and strength of existing old floors. The reinforcement is based on a timber floor executed with traditional construction techniques.

The reinforcement was analyzed through numerical models. The connections were modeled based on laboratory cyclic tests of three different types: nailed, screwed and glued. Nailed connections showed higher stiffness and strength alongside with higher dissipation of energy per cycle compared to screwed connections. Glued connections showed the highest level of stiffness, although, it was not possible to draw conclusions regarding its strength.

Various configurations of the reinforcement were modelled to perform a parametric analysis. Forty different models were created changing the spacing between connectors and the number of panel's divisions as well applying glued boards to eliminate joints. Among the different variants, only eight revealed adequate strength and stiffness with similar results compared to other reinforcement solutions with higher costs.

Keywords:

Timber floors; Seismic reinforcement; In-plane stiffness; In-plane strength; Timber-to-timber connections

Índice

1. Introdução	1
1.1. Objetivos	1
1.2. Organização	2
2. Evolução construtiva e importância dos pavimentos de madeira para o comportamento global da estrutura.....	3
2.1. Evolução e caracterização da construção na cidade de Lisboa com pavimentos de madeira	3
2.1.1. Edifícios com estrutura de alvenaria (< 1755).....	4
2.1.2. Edifícios pombalinos e similares (1755 a 1880).....	5
2.1.3. Edifícios do tipo gaioleiro (1880 a 1930)	6
2.1.4. Edifícios placa (1930 a 1960).....	8
2.2. Ligações entre elementos de madeira	8
2.2.1. Ligações com conectores metálicos	10
2.2.2. Ligações de carpintaria	14
2.2.3. Ligações com colas	18
2.3. Importância da rigidez no plano em edifícios de alvenaria	19
2.4. Reforços ensaiados	20
3. Ensaio laboratoriais a ligações em madeira	29
3.1. Método laboratorial e preparação de ensaios	29
3.2. Ensaio a ligações pregadas.....	33
3.3. Ensaio a ligações aparafusadas.....	37
3.4. Ensaio a ligações coladas	41
3.5. Modelação das ligações ensaiadas e validação de parâmetros	43
4. Descrição e modelação do pavimento não reforçado.....	49
4.1. Descrição do pavimento não reforçado.....	49
4.1.1. Características geométricas e mecânicas.....	51
4.2. Modelação do pavimento não reforçado	51
4.2.1. Modelação geral	51
4.2.2. Modelação das ligações	53
5. Descrição e Modelação do Sistema de Reforço.....	57
5.1. Critérios e procedimento de análise do sistema de reforço	57

5.2.	Descrição e Modelação do sistema de reforço	63
5.2.1.	Reforço proposto e variantes	63
5.2.2.	Modelação de ligações	66
5.3.	Análise e Discussão de Resultados	68
5.3.1.	Força de cedência	68
5.3.2.	Rigidez elástica.....	70
5.3.3.	Deformação e rotura.....	72
5.3.4.	Rigidez secante por ciclo.....	73
5.3.5.	Verificação de segurança	74
5.4.	Custo de aplicação	75
5.5.	Conclusões finais	76
6.	Conclusões.....	79
6.1.	Trabalhos futuros.....	80
	Referências Bibliográficas	81
	Anexo A - Resumo de resultados de diversos autores	1
	Anexo B - Resultados de ensaios a ligações	2
	B1 - Ligações pregadas	2
	B2 - Ligações aparafusadas	4
	B3 - Ligações coladas.....	7
	Anexo C - Parâmetros <i>Pivot</i>	9
	C1 - Parâmetro αn	9
	C2 - Parâmetro βn	10
	Anexo D - Propriedades dos materiais usados no reforço.....	12
	Anexo E - Resultados de modelos	13
	E1 - Curvas histeréticas.....	13
	E2 - Rigidez elástica, força de cedência e deslocamento por flexão	17
	E3 - Rácio máximo para verificação de segurança dos elementos originais	18
	E4 - Verificação de tensões nos painéis de reforço	19

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Exemplos de edifícios de a) qualidade elevada, b) qualidade inferior e c) qualidade inferior com andar de ressalto.	4
Figura 2.2 - Elementos constituintes da Cruz de Santo André (Adaptado de Mascarenhas, 2004)	6
Figura 2.3 - Perspetiva da gaiola pombalina na estrutura (Mascarenhas, 2004)	6
Figura 2.4 - Corte em perspetiva de paredes em edifícios do tipo "gaioleiro" (Appleton, 2003)	7
Figura 2.5 – Capa do semanário “O Domingo Ilustrado” de 6 de dezembro de 1925 onde é possível ler na legenda: “(...) Não caem os <i>predios</i> de Pombal com dois <i>seculos</i> – mas caem os “pombais” dos “gaioleiros” com dois anos. (...)” (CML, 2018)	7
Figura 2.6 - Detalhe das ligações pavimento-parede em edifícios Pombalinos (Mascarenhas, 2004)..	9
Figura 2.7 - Fissuras devido a ligações rígidas em ambientes secos (Brunauer, 2017)	10
Figura 2.8 - Conectores metálicos: a) pregos; b) cavilha; c) parafuso e porca; d) parafusos; e) anéis-de-divisão; f) conectores metálicos dentados; g) chapas de corte (Augustin <i>et al.</i> , 2008).....	10
Figura 2.9 – Relação entre os modos de rotura de Johansen, a esbelteza do conector e a força resistente de uma ligação (Adaptado de Jorissen (1998) e Köhler (2007))	11
Figura 2.10 – Modos de rotura de ligações com conectores do tipo cavilha (Cabrero & Yurrita, 2018) 12	12
Figura 2.11 – Influência da execução de pré-furação na tensão resistente do furo e rigidez da ligação segundo o EC5-1-1 (2004) ($\rho_k = 500 \text{ kg/m}^3$)	12
Figura 2.12 – Curva força-deslocamento para carregamento nas direções paralela (a) e perpendicular (b) ao fio da madeira. (adaptado de Sawata <i>et al.</i> (2002))	13
Figura 2.13 – Efeito <i>pinching</i> em curvas histeréticas de ligação com conectores do tipo cavilha (Adaptado de Popovski <i>et al.</i> (2011)).....	13
Figura 2.14 – Esquerda: Tipos de ligações por entalhe: a) dente simples; b) dente simples posterior; c) dente duplo; d) ligação com respiga e mecha; e) dente simples com respiga e mecha (Barbosa, Branco, & Ferreira, 2017) Direita: exemplo de asna com ligações por entalhe (Appleton, 2003)	14
Figura 2.15 - Resultados e esquema de ensaios de Heimeshoff & Köhler (1989) (Adaptado de Palma P. M. (2009)).....	15

Figura 2.16 – Esquerda: Tipos de ligações por cruzamento: a) cruz a meio fio; b) meio fio de encontro c) meio fio de ponta; d) cauda de andorinha (Barbosa <i>et al.</i> , 2017) Direita: Exemplo de ligações por cruzamento na gaiola pombalina (Adaptado de Mascarenhas, 2004).....	16
Figura 2.17 – (a) Curvas histeréticas obtidas por Poletti <i>et al.</i> (2016) a ligações com diferentes níveis de compressão: 25 kN (CYC04_25) e 50 kN (CYC06_50) (b) Esquema de ensaio a ligações de meio fio de encontro (Adaptado de Poletti <i>et al.</i> (2016))	16
Figura 2.18 – Esquerda: Ligações por empalme: a) união a meio fio; b) entalhe com ângulo; c) união a meio fio com entalhe; d) entalhe a meia madeira com entalhe; e) entalhe com ângulo e batente a meia esquadria (Barbosa, Branco, & Ferreira, 2017) Direita em cima: Exemplo de aplicação de empalmes em pavimentos de edifícios pombalinos (Mascarenhas, 2004) Direita em baixo: Aplicação de empalmes para continuidade da viga	17
Figura 2.19 - a) Exemplos de acoplamentos (Barbosa <i>et al.</i> , 2017) b) Exemplo de uso de acoplamentos em reabilitação (Arriaga, 2002)	17
Figura 2.20 - Tipos de rotura em paredes de alvenaria. Rotura no plano: a) derrubamento e esmagamento; b) deslizamento; c) fendilhação diagonal. Rotura fora do plano: d) derrubamento paralelo às juntas de assentamento; e) perpendicular às juntas de assentamento (Adaptado de Gago (2014) e Moore J. <i>et al.</i> (2008)).....	20
Figura 2.21 - a) Comportamento incompatível entre as paredes perpendiculares e o pavimento flexível que poderá levar a derrubamento; b) Comportamento do tipo caixa; c) Exemplos de derrubamento de paredes perpendiculares ao carregamento (Piazza <i>et al.</i> , 2008)	20
Figura 2.22 – Esquema do cálculo da rigidez equivalente (Nunes, 2017).....	21
Figura 2.23 - Esquema das configurações consideradas: a) CC1; b) CC2; c) CC3 (Brignola, Pampanin, & Podestà, 2012).....	21
Figura 2.24 - a) Pavimento sem reforço; b) Pavimento reforçado com painéis de contraplacado (Dimensões em mm) (Brignola et al., 2012).....	22
Figura 2.25 - Reforços propostos por Piazza et al. (2008). a) Pavimento não reforçado; Reforço com: b) segunda camada de soalho; c) chapas de aço; d) faixas de CFRP; e) painéis de contraplacado; f) lâmina de betão. (Adaptado de Piazza et al., 2008))	23
Figura 2.26 – Rigidez, K, obtida em todas as configurações ensaiadas (Adaptado de Piazza <i>et al.</i> (2008))	23
Figura 2.27 - a) chapa metálica na diagonal (FMSD); b) camada de soalho a 45° com e sem bordo macho-fêmea (FM+45°SP(B) e FM+45°SP(A)); c) duas camadas de soalho a ±45° (FM±45°SP(A)); d)	

tábua de madeira na diagonal (FMWD(D)); f) tábuas de madeira nas duas diagonais (FMWD(E)); (Adaptado de Valluzzi <i>et al.</i> (2008)).....	24
Figura 2.28 - Disposição das faixas de GFRP: a) Malha com afastamento de 600 mm; b) Faixas no contorno e nas duas diagonais (Dimensões em mm) (Corradi et al., 2006).....	25
Figura 2.29 – a) Visão geral do pavimento ensaiado por Fragomeli (2015) b) Disposição dos pregos nas intersecções com os vigamentos (Dimensões em mm) (Fragomeli, 2015)	26
Figura 2.30 – Disposição das barras e cantoneiras no reforço. (Dimensões em mm) (Adaptado de Nunes, (2017)).....	27
Figura 2.31 – Curva histérica do pavimento reforçado obtida por Nunes (2017)	28
Figura 3.1 – Colocação dos provetes no equipamento INSTRON® e distância máxima entre garras	30
Figura 3.2 – Localização dos alvos marcados nos provetes a ensaiar	30
Figura 3.3 – Esquema 3D do provete com conectores metálicos	31
Figura 3.4 – a) Dimensões dos provetes de ligações pregadas e aparafusadas. b) Esquema de colocação dos conectores metálicos (Dimensões em mm).....	32
Figura 3.5 – Uso de pregos de 2 mm como espaçadores e aplicação da fita prata no contorno.....	32
Figura 3.6 – Proвете montado com massa de 25 kg durante a cura da cola	32
Figura 3.7 – Dimensões dos provetes de ligações coladas (Dimensões em mm)	33
Figura 3.8 – a) Curva força-deslocamento do ensaio monotónico a ligação pregada (PREG-C) b) Modo de rotura do provete de ligações pregadas no ensaio estático com esquema da localização do parafuso e chapa metálica responsáveis pela rotura.....	34
Figura 3.9 – Procedimento de carga aplicado aos provetes.....	34
Figura 3.10 – Curvas histeréticas dos ensaios a ligações pregadas. a) PREG-1 b) PREG-2 c) PREG-3	35
Figura 3.11 – Força máxima atingida por ciclo por sentido de carga do ensaio PREG-3 e percentagem de quebra de resistência em relação ao ciclo anterior para o mesmo nível de deslocamento	36
Figura 3.12 – Resultados de a) Rigidez secante por ciclo e b) Dissipação de energia dos 3 ensaios a ligações pregadas	36
Figura 3.13 – a) Ciclo nº 12 e b) Ciclo nº 13 do ensaio PREG-3 para uma amplitude de deslocamento imposto de 4 mm	36

Figura 3.14 – a) Curva força-deslocamento do ensaio monotónico a ligação aparafusada (APAR-C) b) Antes e depois do ensaio monotónico do provete aparafusado com um deslocamento máximo entre garras de 25,09 mm	37
Figura 3.15 – Curvas histeréticas dos ensaios a ligações pregadas. a) APAR-1 b) APAR-2 c) APAR-3	38
Figura 3.16 – Força máxima atingida por ciclo por sentido de carga do ensaio APAR-3 e percentagem de quebra de resistência em relação ao ciclo anterior para o mesmo nível de deslocamento	39
Figura 3.17 – Resultados da rigidez secante por ciclo dos 3 ensaios a ligações aparafusadas.....	39
Figura 3.18 – Esquema de distribuição de tensões entre secções quadradas e circulares	39
Figura 3.19 – Comparação da rigidez secante entre ligações pregadas e aparafusadas.....	39
Figura 3.20 – Comparação da resistência média entre ligações pregadas e aparafusadas	39
Figura 3.21 – Evolução da energia dissipada dos três ensaios dinâmicos por ciclo	40
Figura 3.22 – Comparação da evolução da energia dissipada dos ensaios PREG-3 e APAR-1	40
Figura 3.23 – Curva força-deslocamento do ensaio monotónico da ligação colada (COL-C).....	42
Figura 3.24 – Zona de rotura do provete COL-C	42
Figura 3.25 – a) Rotura do provete b) Esmagamento da madeira na zona de fixação com a INSTRON® c) Evolução da rigidez secante ao longo dos ensaios a ligações coladas	42
Figura 3.26 – a) Curvas histeréticas dos ensaios COL-1 e COL-2 anteriores à rotura b) Comparação das curvas histeréticas dos 2 primeiros ciclos entre os 3 tipos de ligações.	42
Figura 3.27 – Curvas histeréticas das ligações a) pregadas e b) aparafusadas e as respetivas retas de descarga segundo as curvas do modelo do tipo Pivot c) Esquema explicativo do modelo histerético Pivot (Dowel <i>et al.</i> , 1998)	44
Figura 3.28 – Comparação da curva histórica entre os resultados do modelo numérico e ensaios a) Ligações aparafusadas; b) Ligações pregadas.....	46
Figura 3.29 – Comparação entre modelo numérico e ensaios. Ligações aparafusadas: a) Rigidez secante por ciclo; b) Força máxima por ciclo. Ligações pregadas: c) Rigidez secante por ciclo; d) Força máxima por ciclo.....	46
Figura 3.30 – Comparação entre modelo numérico e ensaios. a) Energia dissipada em ligações aparafusadas; b) Energia dissipada em ligações pregadas	47

Figura 3.31 – Envoltória histerética modelada de a) ligações aparafusadas; b) ligações pregadas ..	47
Figura 3.32 – Ciclos 9 isolados para comparação entre ensaio PREG-3 e modelo numérico	48
Figura 3.33 – Ciclos 19 isolados para comparação entre ensaio PREG-3 e modelo numérico	48
Figura 4.1 - Esquema do pavimento sem reforço. (Dimensões em mm) (Fragomeli, 2015)	50
Figura 4.2 - Esquema da disposição de pregos nas interseções entre as tábuas e as vigas interiores. (Dimensões em mm) (Fragomeli, 2015)	50
Figura 4.3 - Esquema das ligações com as vigas de bordo. (Dimensões em mm) (Fragomeli, 2015)	50
Figura 4.4 – a) Desnível entre elementos <i>frame</i> ligados por meio de <i>links</i> ; b) Perspetiva 3D do modelo numérico	52
Figura 4.5 – Visão geral do modelo numérico	52
Figura 4.6 – Esquema de ensaio ao pavimento original desenvolvido em laboratório por Fragomeli (2015)	53
Figura 4.7 – Esquema para o cálculo da rigidez de torção da ligação original	55
Figura 4.8 – Curva histerética e envoltória do pavimento original (Fragomeli, 2015)	55
Figura 4.9 – Comparação entre curva histerética obtida por modelação e envoltória obtida em laboratório	56
Figura 5.1 – a) Critério para o deslocamento máximo de diafragmas em edifícios de alvenaria. (Adaptado de Giongo, et al (2014)) b) Geometria esquemática do edifício e do pavimento e repetitiva relação com o deslocamento máximo admitido.	58
Figura 5.2 – Procedimento de carga aplicado ao modelo do pavimento reforçado	59
Figura 5.3 – Possível esquema de distribuição de ligações entre o soalho e a vigas de bordo	64
Figura 5.4 – Hipóteses de reforço a colocar na face inferior do pavimento. a) Pranchas introduzidas no soalho entre vigas. b) Painel único introduzido na face inferior das vigas. c) Divisão do painel de reforço em 2. d) Divisão do painel de reforço em 3.	65
Figura 5.5 – a) Esquema da colocação de pranchas para solidarização de juntas no reforço. b) Esquema de ligações (Dimensões em mm)	66
Figura 5.6 – Curva histerética da variante APAR-50-1P	68
Figura 5.7 – Evolução da força de cedência em função da compartimentação do painel de reforço ..	69

Figura 5.8 – Evolução da força de cedência em função do número de conetores.....	69
Figura 5.9 – Relação entre a flexibilidade elástica e o inverso do número de conetores usados.	70
Figura 5.10 – Valores da rigidez elástica por configuração e tipo de ligação	71
Figura 5.11 – Relação com a rigidez elástica de configurações com 1 painel.	71
Figura 5.12 – Deformação de configurações a) 1 painel (1P) b) 2 painéis (2P) c) 3 painéis (3P) d) 3 painéis com juntas coladas (3P-C) juntamente com diagonal de distribuição de esforços pelo painel de reforço.....	72
Figura 5.13 – Evolução da rigidez secante em função do deslocamento imposto (mm)	73
Figura 5.14 – Comparação da rigidez equivalente entre autores e reforço proposto.....	77
Figura B.1 – Resultados dos monotónicos e cíclicos a ligações pregadas	2
Figura B.2 – Resultados dos monotónicos e cíclicos a ligações aparafusadas	4
Figura B.3 – Resultados dos monotónicos e cíclicos a ligações coladas	7
Figura C.4 – Diferença da curva <i>pivot</i> teórica para diferentes parâmetros α	9
Figura E.5 – Curvas histeréticas de todas as variantes do reforço (1/4)	13
Figura E.6 – Curvas histeréticas de todas as variantes do reforço (2/4)	14
Figura E.7 – Curvas histeréticas de todas as variantes do reforço (3/4)	15
Figura E.8 – Curvas histeréticas de todas as variantes do reforço (4/4)	16

Índice de Tabelas

Tabela 3.1 — Designação de provetes ensaiados	31
Tabela 3.2 — Parâmetros que caracterizam o elemento <i>link</i> no modelo numérico dos ensaios	47
Tabela 3.3 — Resultados e parâmetros de modelação de uma única ligação.....	48
Tabela 4.1 — Dimensões dos elementos constituintes do pavimento original.....	49
Tabela 4.2 — Propriedades físicas e mecânica inseridas no modelo SAP 2000®	51
Tabela 4.3 — Parâmetros que caracterizam a curva histerética <i>pivot</i> das ligações originais modeladas	56
Tabela 4.4 — Resultados da envolvente obtidos por Fragomeli (2015) e a partir do modelo numérico	56
Tabela 5.1 — Lista de variantes para a análise paramétrica.....	65
Tabela 5.2 — Parâmetros que caracterizam a curva histerética <i>Pivot</i> das ligações modeladas	67
Tabela 5.3 — Custo de aplicação de reforço APAR-50-1P	75
Tabela 5.4 — Custo de aplicação de reforço APAR-50-3P-C	75
Tabela 5.5 — Resultados resumidos das configurações que cumprem requisitos comparativamente com os resultados do pavimento original	76
Tabela A.1 — Resultados de rigidez e resistência	1
Tabela B.2 — Resultados por ciclo de ligações pregadas.....	2
Tabela B.3— Resultados por ciclo de ligações aparafusadas.....	4
Tabela B.4 — Resultados por ciclo de ligações coladas	7
Tabela C.5 — Cálculo do parâmetro β_n relativo a ligações aparafusadas	10
Tabela C.6 — Cálculo do parâmetro β_n relativo a ligações pregadas	11
Tabela D.7 — Classe de resistência e valores característicos da madeira C14 de acordo com a norma EN 338 (2016)	12
Tabela D.8 — Classe de resistência e valores característicos da madeira OSB3 de acordo com a norma EN 12369-1 (2001)	12

Tabela E.9 — Valores de rigidez elástica, força de cedência e deslocamento por flexão	17
Tabela E.10 — Rácio máximo para verificação de segurança dos elementos originais	18
Tabela E.11 — Rácio máximo para verificação de segurança dos elementos originais	19

Lista de abreviaturas e símbolos

Letras maiúsculas romanas

A	Área da secção
A_{cola}^{ens}	Área da ligação colada ensaiada
B	Comprimento do pavimento
$(BH)_{link}$	Área colada por <i>link</i> modelado
E_d	Energia dissipada por ciclo
E_l	Módulo de elasticidade longitudinal
E_t	Módulo de elasticidade transversal
$E_{0,05}$	Quinto percentil do módulo de elasticidade paralelo ao veio
F	Força medida
$F_{n,P}$	Coordenada ponto <i>pivot</i>
$F_{n,PP}$	Coordenada ponto <i>pinching pivot</i>
F_{lig}	Força atuante na ligação
F_{ced}	Força de cedência do provete ensaiado
F_{max}	Força máxima atingida a partir da curva histerética
F_{med}	Força média por ciclo de todos os ensaios executados
$F_{ced}^{original}$	Força de cedência das ligações do pavimento original
$F_{Env,ced}^{Pav}$	Força de cedência do pavimento original
F_{ced}^{ens}	Força de cedência ao corte de uma ligação ensaiada
F_{ced}^{lig}	Força de cedência da ligação de reforço
F_{ced}^{Ref}	Força de cedência do pavimento reforçado
G	Módulo de distorção
$(Ge)_{eq}$	Rigidez de corte equivalente
H	Altura do pavimento
H_{cola}^{ens}	Dimensão paralela à direção do carregamento aplicado a uma ligação colada ensaiada
I_{\square}	Inércia de secção quadrada
I_{\circ}	Inércia de secção circular

K	Rigidez de corte global
K_{el}	Rigidez de corte elástica de provetes ensaiados
K_{pl}	Rigidez de corte plástica de provetes ensaiados
K_{lig}^{ens}	Rigidez de corte de uma ligação ensaiada
$K_{conetor}^{ens}$	Rigidez de corte de um conetor ensaiado
$K_{corte}^{original}$	Rigidez de corte das ligações do pavimento original
$K_{torção}^{original}$	Rigidez de torção das ligações do pavimento original
K_{corte}^{lig}	Rigidez de corte da ligação de reforço
$K_{torção}^{lig}$	Rigidez de torção da ligação de reforço
$K_{corte}^{conetor}$	Rigidez de corte de um conetor da ligação de reforço
K_{Env}^{Pav}	Rigidez de corte da envolvente do pavimento original
K_T	Rigidez de corte total de 2 ligações
K_{el}^{Ref}	Rigidez global elástica do pavimento reforçado
K_{pl}^{Ref}	Rigidez global plástica do pavimento reforçado
K_{sec}	Rigidez secante por ciclo
K_{ser}	Rigidez de serviço por plano de corte e por conetor
$L_{e,y}$ e $L_{e,z}$	Comprimento de encurvadura em torno do eixo de maior e menor inércia respetivamente
$M_{ced}^{original}$	Momento de cedência das ligações do pavimento original
M_{ced}^{lig}	Momento de cedência da ligação de reforço

Letras minúsculas romanas

b	Espessura da secção
d	Deslocamento medido
$d_{n,p}$	Coordenada ponto <i>pivot</i>
$d_{n,pp}$	Coordenada ponto <i>pinching pivot</i>
d_{imp}	Deslocamento imposto
d_{max}	Deslocamento máximo admissível pelas paredes perpendiculares à direção da força
d_{ced}	Deslocamento de cedência de provete

$d_{ced}^{original}$	Deslocamento de cedência das ligações do pavimento original
$d_{Env,ced}^{Pav}$	Deslocamento de cedência do pavimento original
f_y	Tensão de cedência do conetor
f_h	Tensão resistente do furo (<i>embedment strength</i>)
f_1	Fator que extrapola valores dos ensaios a ligações pregadas para ligações do pavimento original com base na geometria e material
f_2	Fator que extrapola valores dos ensaios a ligações para ligações entre o pavimento original e o painel reforço com base na geometria e material
$f_{t,0,d}$	Tensão resistente de tração de cálculo ao longo do veio
$f_{c,0,d}$	Tensão resistente de compressão de cálculo ao longo do veio
$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$	Tensão resistente de flexão de cálculo segundo os eixos de maior e menor inércia respetivamente
$f_{v,d}$	Tensão resistente de corte de cálculo
h	Altura da secção
i_y e i_z	Raio de giração em torno do eixo de maior e menor inércia respetivamente
l	Lado dos pregos quadrados usados nas ligações pregadas
k_{cr}	Fator de fissuração em elementos à flexão
k_h	Fator corretivo da maior dimensão da secção
k_{mod}	Coefficiente de modificação
k_m	Fator que considera a redistribuição de tensões na secção
s	Espaçamento longitudinal de ligações
t_1	Espessura da camada exterior de ligações duplas madeira-madeira

Letras maiúsculas gregas

Φ	Diâmetro do conetor
$\Phi^{original}$	Diâmetro dos conetores usados nas ligações do pavimento original
Φ^{ens}	Diâmetro equivalente dos pregos usados nas ligações pregadas ensaiadas

Letras minúsculas gregas

α_n	Parâmetro que define a localização do ponto <i>pivot</i> consoante o quadrante n relacionando-o com a rigidez elástica da estrutura e o respetivo ponto de cedência
β_n	Parâmetro que define a localização do <i>pinching pivot point</i> que corresponde à interseção da curva de descarga com a reta de rigidez elástica consoante o quadrante n , relacionando-o com a rigidez elástica da estrutura e o respetivo ponto de cedência
γ	Ângulo de distorção do pavimento
γ_m	Peso volúmico da madeira
γ_M	Fator parcial de segurança
λ	Rácio de esbelteza de conetor metálico
μ	Ductilidade estática
ν	Coefficiente de Poisson
ρ_k	Densidade característica da madeira
ρ_m	Densidade média da madeira
$\rho_m^{original}$	Densidade média da madeira do pavimento original
$\rho_m^{ens.}$	Densidade média da madeira usada nos ensaios
$\rho_m^{ref.}$	Densidade média da madeira do reforço
$\sigma_{t,0,d}$	Tensão de tração de cálculo ao longo do veio
$\sigma_{c,0,d}$	Tensão de compressão de cálculo ao longo do veio
$\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$	Tensão de flexão de cálculo segundo os eixos de maior e menor inércia respetivamente
τ	Tensão tangencial
τ_d	Tensão de corte de cálculo
$\tau_{tábua}$	Tensão de corte atuante na tábua de soalho
φ	Rotação do pavimento no bordo superior

Abreviaturas

CFRP	Fibras de carbono reforçado (<i>Carbon fiber reinforced polymer</i>)
GFRP	Fibras de vidro reforçado (<i>Glass fiber reinforced polymer</i>)
OSB	<i>Oriented strand board</i>

1. Introdução

A atividade sísmica é uma realidade em várias zonas do globo com a capacidade de causar um grande impacto na civilização humana, não só em termos de prejuízos económicos como também em número de vítimas. Este fenómeno torna-se particularmente perigoso uma vez que não é possível prevê-lo, restando apenas implementar medidas preventivas. De salientar que as consequências destas ações são amplificadas pela qualidade construtiva dos edifícios e infraestruturas existentes.

Em Portugal continental, a atividade sísmica é recorrente, afetando maioritariamente o sul e centro do país. Considerando Lisboa especificamente, o parque habitacional é constituído atualmente por 38% de edifícios com data de construção anterior a 1945 (Censos 2011), sendo maioritariamente constituídos por estruturas de alvenaria e madeira. Muitos destes edifícios apresentam deficiências estruturais não só ao nível de degradação e alteração dos seus elementos resistentes, como também em termos de má conceção para ações horizontais, necessitando muitos deles de intervenção. No entanto, apenas em agosto de 2019, a legislação portuguesa passou a obrigar a implementação de reforços estruturais em obras de reabilitação, sendo este um grande passo para a implementação de medidas de mitigação de danos na eventualidade um sismo.

Grande parte do edificado antigo em Lisboa é constituído por estruturas de alvenaria e madeira, apresentando um comportamento diferente das estruturas de construção nova. Estes edifícios quando afetados por ações horizontais dependem dos pavimentos como elementos distributivos destas forças de forma a que todo o edifício funcione em conjunto. No entanto, os pavimentos de madeira oferecem pouca ou nenhuma capacidade de distribuição, muito devido à reduzida rigidez no plano e às inadequadas ligações existentes com as paredes de alvenaria e entre elementos do pavimento. A presente dissertação foca-se em sistemas de reforço em pavimentos antigos de madeira (data de construção até aproximadamente 1940), concentrando-se apenas na respetiva rigidez e resistência no plano.

1.1. Objetivos

O objetivo principal desta dissertação é estudar sistemas de reforço, com madeira maciça ou derivados, capazes de aumentar a rigidez e a resistência dos pavimentos no plano. Esta dissertação irá focar-se apenas nos sistemas de reforço de madeira ou derivados e nas ligações entre elementos do pavimento. É proposto um tipo de reforço com o qual é realizada uma análise paramétrica, considerando descontinuidades no reforço e variando o espaçamento entre ligações. A definição dos sistemas de reforço teve como ponto de partida o pavimento à escala real desenvolvido por Fragomeli (2015), tendo este sido modelado com base nos resultados obtidos pelo autor.

O sistema de reforço proposto foi de seguida modelado juntamente com o modelo base. Os modelos numéricos concentram-se na correta modelação das ligações existentes entre os elementos de reforço e do pavimento original, sendo estas as zonas que definem o comportamento global do pavimento. Como base deste estudo, são realizados ensaios laboratoriais a ligações pregadas, aparafusadas e coladas com o intuito de caracterizar o seu comportamento e posteriormente realizar a sua modelação. A partir dos diversos modelos foram extraídos resultados referentes à rigidez e resistência no plano dos pavimentos reforçados e comparados os diferentes comportamentos.

1.2. Organização

A estrutura desta dissertação está dividida em 6 capítulos, começando no capítulo 2 onde é realizado uma breve análise do parque habitacional existente em Lisboa com principal foco em edifícios antigos (construídos até à década de 40 do século XX) constituídos por paredes de alvenaria e pavimentos de madeira. Neste mesmo capítulo são analisados tipos de ligações possíveis entre elementos de madeira, referida a importância dos pavimentos em edifícios de alvenaria e descritos vários sistemas de reforço estudados anteriormente por diferentes autores.

No capítulo 3 é descrito o trabalho laboratorial relativo a ligações pregadas, aparafusadas e coladas, apresentando os resultados e conclusões obtidas. Neste capítulo é também realizada a modelação das ligações isoladas com o intuito de verificar hipóteses de modelação e compará-las com os resultados obtidos em laboratório.

No capítulo 4 é realizada a descrição e modelação do pavimento original com base na curva histerética e respetiva envolvente obtida por Fragomeli (2015) e com base nos resultados dos ensaios realizados às ligações pregadas.

No capítulo 5 são definidos os critérios para a adequação dos reforços com base na rigidez e resistência do pavimento reforçado. Neste capítulo é descrito um tipo de reforço, tal como as variantes referentes às diferentes configurações. O reforço considerado é baseado num painel de derivado de madeira (OSB3), tendo sido modeladas 40 variantes baseadas no tipo de ligação, no espaçamento entre conetores, na divisão do painel de reforço e solidarização das juntas com pranchas coladas aos painéis. No capítulo 5 são também analisados os resultados obtidos, comparando-os com estudos anteriores e entre variantes, fazendo a distinção das configurações que cumprem com os critérios definidos.

No capítulo 6 é realizado um resumo das conclusões e propostas hipóteses de trabalhos futuros.

2. Evolução construtiva e importância dos pavimentos de madeira para o comportamento global da estrutura

Grande parte dos centros urbanos de cidades com séculos de história são constituídos por edifícios com pavimentos de madeira, tendo sido um material de construção comum muito antes do surgimento do betão armado e do aço. No entanto, estes pavimentos têm uma participação pouco importante para o comportamento sísmico global da estrutura, não só pela configuração que apresentam, como também pelas técnicas aplicadas nas ligações pavimento-parede.

Neste capítulo é feita uma caracterização sucinta das várias tipologias de construção na cidade de Lisboa, cujos pavimentos sejam de madeira, e de seguida realizada uma descrição do tipo de ligações possíveis. É explicada a importância que os pavimentos têm para o contraventamento das paredes de alvenaria e, por conseguinte, para o comportamento global. São também referidas campanhas experimentais a pavimentos reforçados com o intuito de melhorar a rigidez global no plano.

2.1. Evolução e caracterização da construção na cidade de Lisboa com pavimentos de madeira

Ao longo da história de Portugal, a construção do parque habitacional foi influenciada pela disponibilidade de materiais e pelo conhecimento técnico da época. Inicialmente, a escolha de materiais de construção era fortemente afetada pela disponibilidade destes na região. Nas regiões do Norte e interior Centro é possível verificar o uso de granito ou xisto, nas ilhas o uso de basalto, alvenaria de pedra calcária no Centro e o adobe nas regiões do Sul. No entanto com a industrialização, este regionalismo foi-se desvanecendo, passando a existir uma uniformização nas soluções de construção. O parque edificado das cidades é composto grande parte por edifícios de habitação, pelo que estes são representativos da evolução da construção em Portugal, com particularidade a cidade de Lisboa pela sua história e influência. Podem então ser consideradas as seguintes tipologias construtivas consoante o tipo de estrutura, materiais construtivos e época histórica (LNEC, 2005):

- Edifícios com estrutura de alvenaria (< 1755);
- Edifícios pombalinos e similares (1755 a 1880);
- Edifícios “gaioleiro” (1880 a 1930);
- Edifícios com estrutura mista de alvenaria e betão (1930 a 1960);
- Edifícios recentes de betão armado (> 1960).

No entanto, apenas se irão mencionar tipologias construtivas que integrem pavimentos de madeira na sua estrutura por se enquadrar no tema da presente dissertação.

2.1.1. Edifícios com estrutura de alvenaria (< 1755)

Não é possível tipificar estruturas anteriores ao sismo de 1755, tendo em conta que, com algumas exceções, estes são produtos de construção não erudita, muito afetada pelos materiais disponíveis na região e mão-de-obra sem qualificações especiais. Por esta razão, é difícil também realizar um modelo geral para construções anteriores a 1755 por serem bastante heterogéneas (Lopes, et al., 2008).

No entanto, verifica-se que os edifícios deste período podem ser divididos em três grupos (LNEC, 2005):

- de qualidade elevada (Figura 2.1 a);
- de qualidade inferior (Figura 2.1 b);
- com andar de ressalto (Figura 2.1 c).

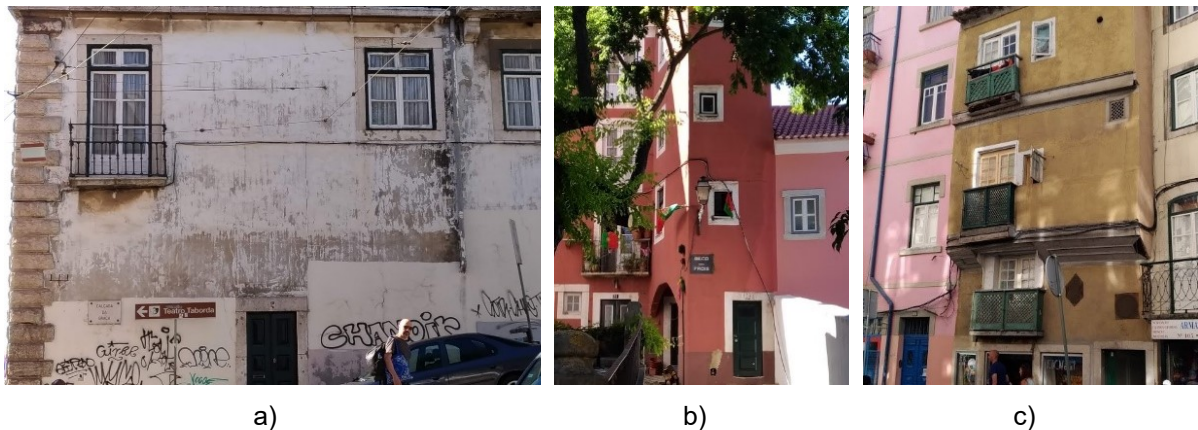


Figura 2.1 - Exemplos de edifícios de a) qualidade elevada, b) qualidade inferior e c) qualidade inferior com andar de ressalto.

A qualidade dos edifícios depende do tipo de alvenaria usada e geometria da mesma. Construções com maior qualidade exibem alvenaria de pedra aparelhada, pelo menos nos cunhais, e apresentam elementos de travamento, enquanto que em construções de qualidade inferior é usada alvenaria ordinária e por vezes alvenaria de taipa, não apresentando elementos de travamento. Nestes últimos, os pavimentos vencem frequentemente vãos pequenos.

Relativamente aos edifícios com andar de ressalto, o rés-do-chão é em alvenaria de pedra com o pavimento do primeiro andar em arco, sendo os pisos superiores executados com uma estrutura reticulada em madeira saliente em relação ao piso térreo.

Regra geral, edifícios desta época são compostos por dois a quatro andares com um pé-direito reduzido, poucas aberturas, elevada densidade de paredes e pisos elevados com pavimentos em madeira. Os pavimentos são compostos por vigas apoiadas sem qualquer ligação em paredes de

alvenaria, frequentemente as paredes de fachada, e aproximadamente a meio do vão encontram-se paredes de tabique portante.

2.1.2. Edifícios pombalinos e similares (1755 a 1880)

Após o sismo de 1755, houve necessidade de reconstruir a cidade de Lisboa, que até à data não tinha um sistema construtivo definido capaz de resistir a abalos sísmicos. Aliada à falta de habitação e de ordenamento de território surgiu o plano pombalino que “é caracterizado pela coerência, homogeneidade e equilíbrio assentes numa ‘estrutura reticulada e regular do traçado dos eixos viários, na proporção e no posicionamento relativo dos quarteirões, e na uniformidade dos edifícios projetados quer em termos de alçados quer em termos de compartimentação interior” (LNEC, 2005).

Ao contrário dos edifícios anteriores a 1755, os sistemas de construção passam a ser uniformizados de forma a responder rapidamente à urgente reconstrução da cidade, tendo sido adotados sistemas de pré-fabricação de elementos estruturais e não estruturais. Alguns requisitos específicos estabelecidos no plano pombalino são a geometria das fachadas, as cotas de soleira, paredes corta-fogo e esgotos.

Os edifícios são constituídos por um piso térreo amplo em alvenaria com um pé direito fixo em 3,70 m destinado ao comércio. Os restantes pisos são destinados a habitação e têm um pé-direito definido consoante a altura máxima prevista para o quarteirão e a largura das ruas principais. Geralmente, os edifícios são constituídos por quatro pisos elevados construídos com uma estrutura reticulada, designada por gaiola pombalina.

A gaiola é constituída por elementos horizontais, verticais e de contraventamento designados por travessas, prumos e diagonais respetivamente. Um conjunto destes elementos são denominados de Cruzes de Sto. André (Figura 2.2), sendo que todas as paredes compostas por este sistema são designadas por frontais e têm funções estruturais. Estes elementos, posteriormente preenchidos com alvenaria, interligam-se com as paredes interiores, exteriores, vigamentos dos pavimentos e asnas de cobertura, constituindo assim um sistema de solidarização dos elementos, melhorando a ductilidade global da estrutura (Figura 2.3) (LNEC, 2005).

Os pavimentos em edifícios pombalinos deixam de ser simplesmente apoiados e passam a apresentar ligações com as paredes, através de frechais embutidos na alvenaria e de ferrolhos que fazem a ancoragem dos vigamentos. Por regra, as vigas são orientadas perpendicularmente às paredes de fachada e são tarugadas com espaçamentos definidos. Existe assim uma definição de uma direção estrutural privilegiada, no entanto, a disposição dos tarugos permite também um comportamento na direção perpendicular às fachadas principais.

As paredes de compartimentação, denominadas de tabiques, são geralmente esbeltas com espessuras a variar entre 0,10 e 0,15 m e não foram concebidas para terem funções estruturais. No entanto, quando

colocadas ortogonalmente entre si melhoram o comportamento estrutural do edifício, permitindo o aumento do vão dos pavimentos. Verifica-se também que em casos de degradação profunda, os tabiques têm mostrado serem elementos importantes para a reserva de resistência, uma vez que apresentam um comportamento elástico vantajoso quando comparado com as paredes de alvenaria que têm um peso elevado e são muito rígidas (Appleton, 2003).

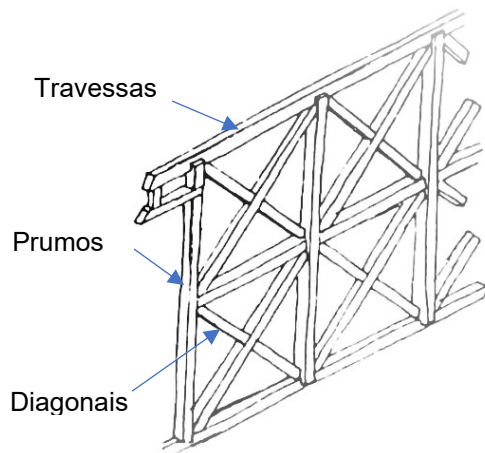


Figura 2.2 - Elementos constituintes da Cruz de Santo André (Adaptado de Mascarenhas, 2004)

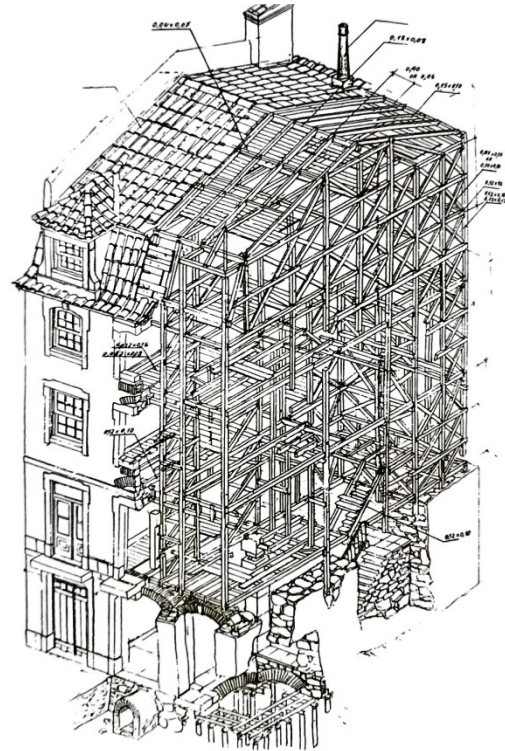


Figura 2.3 - Perspetiva da gaiola pombalina na estrutura (Mascarenhas, 2004)

2.1.3. Edifícios do tipo gaioleiro (1880 a 1930)

No fim do século XIX, início do século XX, o rigor construtivo perdeu-se e houve uma simplificação dos sistemas estruturais. A mão-de-obra passou a ser menos especializada e os materiais usados de qualidade inferior quando comparados com edifícios pombalinos. O número de pisos pode ser superior, podendo chegar aos 5, 6 pisos e com significativas reduções de espessura de paredes em altura (Figura 2.4). A gaiola pombalina deixa de ter elementos de solidarização horizontal das paredes mestras e deixam de ser empregues soluções adequadas para as ligações entre paredes e pavimentos, não havendo “continuidade estrutural e tridimensional”, razão pela qual no início do século XX, vários edifícios com estas características terem colapsado ainda em fase de construção (Figura 2.5). Sendo a estrutura de edifícios do tipo gaioleiro baseada em paredes resistentes de alvenaria, estas podem pertencer a uma das seguintes categorias (LNEC, 2005):

- Paredes mestras: alvenaria de pedra irregular, variando entre pedra rija e pedra branda, e argamassa de argila. A espessura pode variar entre 0,90 e 0,50 m, variando em altura e situadas nas fachadas principal e de tardoz.
- Paredes resistentes de tijolo: apresentam espessuras entre 0,15 e 0,30 m, podendo variar entre tijolo maciço e furado em altura. Estão presentes nas empenas e por vezes no interior do edifício.
- Paredes interiores de tabique: ao contrário das paredes de tabique em edifícios pombalinos, a resistência destas é baixa. No entanto, ao nível do rés-do-chão as paredes divisórias têm também funções estruturais, tendo uma espessura média de 0,15 m.

As paredes resistentes podem ter sistemas de travamento lateral entre si através de ferrolhos metálicos. No entanto, não existem ligações entre o pavimento e paredes, como referido anteriormente, estando as vigas diretamente assentes nas paredes estruturais com apenas alguns centímetros de entrega. A regra de disposição dos vigamentos passa a ser segundo o menor vão, contrariando a regra para edifícios pombalinos em que os vigamentos se encontram sempre perpendiculares à parede de fachada. O afastamento entre vigamentos varia entre os 0,20 e os 0,40 m (Appleton, 2003).

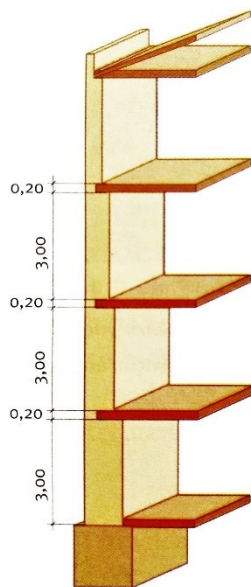


Figura 2.4 - Corte em perspectiva de paredes em edifícios do tipo "gaioleiro" (Appleton, 2003)



Figura 2.5 – Capa do semanário “O Domingo Ilustrado” de 6 de dezembro de 1925 onde é possível ler na legenda: “(...) Não caem os *predios* de Pombal com dois *seculos* – mas caem os “pombais” dos “gaioleiros” com dois anos. (...)” (CML, 2018)

2.1.4. Edifícios placa (1930 a 1960)

Na década de 30, o betão armado entra na indústria da construção civil, sendo usado principalmente sob a forma de lajes maciças em pavimentos de cozinha, casa de banho e elementos salientes, como varandas e sacadas, por ser um material com um melhor comportamento exposto à humidade quando comparado com os pavimentos de madeira. Só a partir da década de 40 é que os pavimentos passam todos a ser de betão armado.

No entanto, as lajes executadas têm espessuras reduzidas, variando entre 80 e 100 mm, e apresentam geralmente apenas uma camada de armadura para resistência de momentos positivos. É importante também salientar que os betões usados na época eram de classe de baixa resistência e que as lajes se encontram simplesmente apoiadas nas paredes de alvenaria de tijolo maciço (Lopes, et al., 2008). Apesar das paredes de fachadas serem ainda de alvenaria, as empenas são, em alguns casos, executadas com recurso a betão simples. Também de forma a facilitar a instalação de espaços amplos para funções comerciais, recorreu-se a estruturas porticadas de betão armado.

As lajes de betão armado são geralmente boas soluções para o contraventamento horizontal dos edifícios, contudo, as reduzidas espessuras das lajes, o aumento do peso em relação aos pavimentos de madeira, a reduzida armadura, a fraca ligação entre pavimento e paramentos e principalmente a colocação destes elementos em zonas específicas no piso tornam o edifício frágil a abalos sísmicos.

2.2. Ligações entre elementos de madeira

Em edifícios antigos, verifica-se que as ligações executadas são geralmente pouco rígidas, em particular ao nível dos pavimentos. Os vigamentos principais encontram-se muitas vezes simplesmente apoiados nas paredes de alvenaria com um dado comprimento de entrega da viga, não existindo assim boas condições de encastramento do pavimento nos elementos verticais e como consequência não permitem uma continuidade de esforços entre estes. As ligações no pavimento são também pouco rígidas, comportando-se quase como rótulas no seu plano. No entanto, em edifícios pombalinos existiu a preocupação em melhorar estas ligações através da colocação de frechais (vigas colocadas ao longo do desenvolvimento das paredes resistentes de alvenaria com função de distribuir o carregamento dos pavimentos) e elementos metálicos para fazer a amarração dos vigamentos às paredes (Figura 2.6).

De notar também que as zonas de entrega são zonas propícias a deterioração. Devido à falta de ventilação, impermeabilização e possíveis infiltrações, as paredes encontram-se muitas vezes húmidas o que contribui para o aumento do teor de água das vigas. Esta variação da humidade está maioritariamente concentrada nas extremidades, contribuindo assim para o apodrecimento da madeira especialmente nas zonas de ligação das paredes aos pavimentos, inviabilizando os nós de ligação e limitando a capacidade de transmissão de esforços (Verbist *et al.*, 2019).

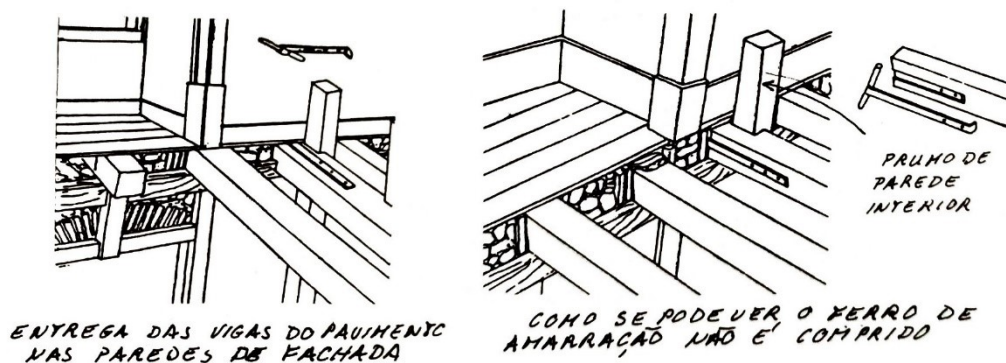


Figura 2.6 - Detalhe das ligações pavimento-parede em edifícios Pombalinos (Mascarenhas, 2004)

De acordo com o conhecimento científico, as estruturas devem exibir perante a ação sísmica um comportamento dúctil para além de níveis de rigidez e resistência adequados. Sendo este comportamento dúctil definido como a capacidade de a estrutura apresentar grandes deslocamentos inelásticos sem redução significativa na resistência, implicando assim grande dissipação de energia quando sujeitas a ações dinâmicas. Contudo, em estruturas de madeira os elementos em si não têm capacidade de dissipação de energia, tendo principalmente um comportamento caracterizado por rotura frágil. É ao nível das ligações que estas estruturas obtêm esta ductilidade e são capazes de redistribuir esforços (Tomasi & Pasca, 2017).

Tradicionalmente, as ligações existentes em pavimentos antigos podem ser de dois tipos: ligações de carpintaria e ligações com conetores metálicos. As ligações de carpintaria podem ser usadas ao nível das vigas de forma a dar continuidade ao elemento e assim vencer maiores vãos ou em situações de cruzamento entre elementos estruturais. As ligações com conetores metálicos, sendo ligações mais simples, estão presentes ao nível da fixação de elementos secundários, como por exemplo entre as tábuas de soalho e as vigas. Em 1906, Otto Hetzer regista a patente para a execução de elementos curvos de madeira lamelada colada (Glulam), surgindo assim os primeiros elementos estruturais de derivados de madeira, fazendo uso de cola para a junção de peças estruturais. Esta técnica permitiu um aumento da secção das vigas independentemente das dimensões do tronco da árvore e consequentemente o aumento de vão entre apoios.

Apesar dos diferentes comportamentos entre estes tipos de ligação, dissipando mais ou menos energia e demonstrando diferentes resistências e rigidezes, é importante assegurar que estas apresentem ductilidade, de forma a proporcionar à estrutura uma capacidade de deformação plástica e não permitir uma rotura frágil prematura. Ao dimensionar estas ligações, é necessário ter em atenção não apenas à resistência, rigidez e respetivo modo de rotura, como também à facilidade de execução em obra e fatores de exposição como as variações de humidade e temperatura, por exemplo. Este último fator pode ser condicionante principalmente em ligações muito rígidas que não permitem a madeira realizar ações higrométricas, criando assim tensões internas e levando a uma rotura frágil (Figura 2.7) (Barbosa *et al.*, 2017).

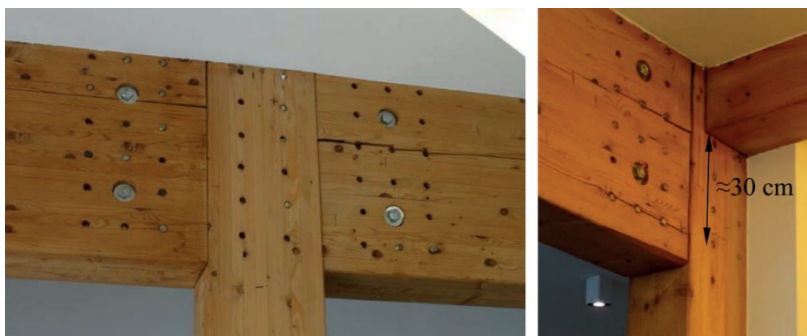


Figura 2.7 - Fissuras devido a ligações rígidas em ambientes secos (Brunauer, 2017)

2.2.1. Ligações com conectores metálicos

Segundo o EC5-1-1 (2004), os conectores mecânicos tradicionais podem ser divididos em dois grupos, dependendo de como as forças são transferidas entre elementos. O primeiro tipo corresponde a conectores do tipo cavilha e o segundo ao tipo chapa. No primeiro são considerados pregos, parafusos e cavilhas que envolvem transferência de esforços através da capacidade de flexão e de corte do conector. No segundo grupo estão inseridos “split-rings”, chapas de corte (“punched metal plates”) e conectores metálicos dentados (“toothed-plate connector”) que transferem esforços a partir de uma maior área de contacto entre os elementos ligados (Figura 2.8).

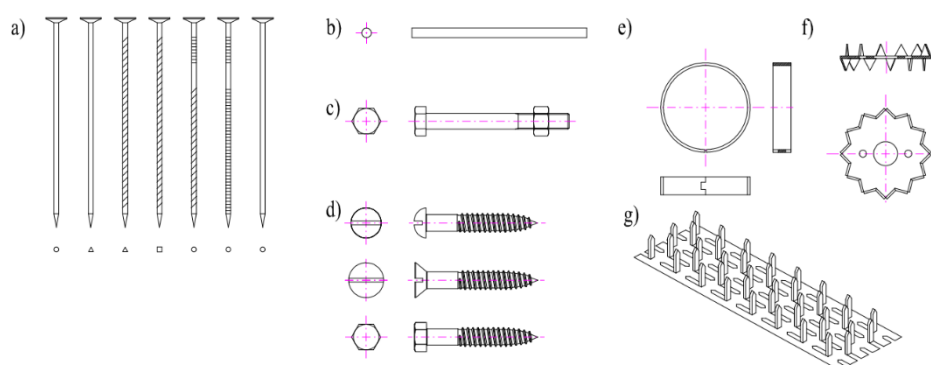


Figura 2.8 - Conectores metálicos: a) pregos; b) cavilha; c) parafuso e porca; d) parafusos; e) anéis-de-divisão; f) conectores metálicos dentados; g) chapas de corte (Augustin *et al.*, 2008)

Estes conectores exibem um comportamento dúctil quando solicitados lateralmente, particularmente ligações do tipo cavilha, devido à deformação plástica do conector e do esmagamento em torno do furo da madeira. Outros fatores como o espaçamento entre conectores, a distância ao bordo, a esbelteza do conector e a sua profundidade na madeira são também preponderantes no comportamento dúctil da ligação. Segundo Popovski (2000), o comportamento de uma ligação com conectores de parafuso e porca depende do rácio entre o respetivo diâmetro e a espessura da madeira. Para rácios elevados, os conectores tendem a apresentar um comportamento próximo de parafusos ou pregos uma vez que o fuste se deforma sem fraturar a madeira, exibindo assim um comportamento dúctil e possibilitando a

dissipação de energia. Quando os conetores esbeltos entram em cedência possibilitam a redistribuição do carregamento por outros conetores da ligação, contudo, quando são usadas esbeltezas baixas, o comportamento inelástico depende apenas do comportamento da madeira em torno do furo, levando frequentemente a roturas do tipo frágil. Verifica-se assim que quanto maior for a esbelteza, maior a ductilidade da ligação. Jorissen (1998) divide o comportamento de ligações com dois planos de corte em função do rácio de esbelteza do conector em rígido, misto e esbelto (λ_{gr} e $\lambda_{gr;1}$), fazendo corresponder a cada, um modo de rotura definido pelo *European Yield Model* (EYM) (Figura 2.9).

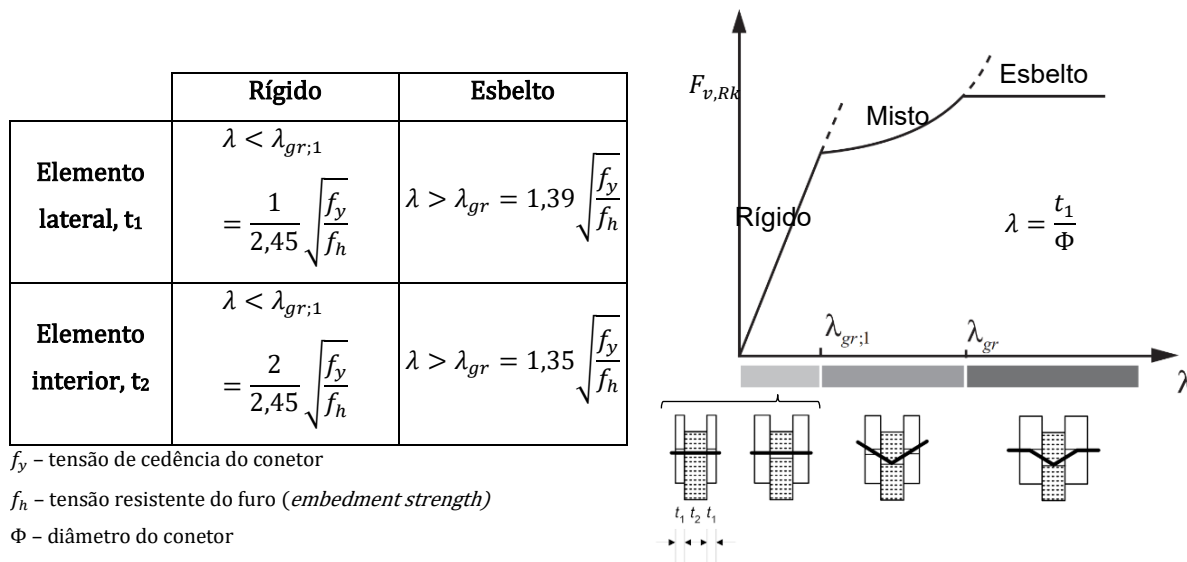


Figura 2.9 – Relação entre os modos de rotura de Johansen, a esbelteza do conector e a força resistente de uma ligação (Adaptado de Jorissen (1998) e Köhler (2007))

O EYM apenas considera para a resistência das ligações um mecanismo plástico baseado na deformação dos conetores e do esmagamento da madeira em torno do furo que são ambos mecanismos dúcteis. No entanto, conetores do tipo cavilha são caracterizados por uma secção reduzida pelo que é gerada uma maior concentração de tensões no elemento de madeira, aumentando o risco de rasgar parte da secção e inviabilizar a ligação, levando a roturas frágeis. Formas de contornar este problema envolvem colocação de maior número de conetores com maior esbelteza. Na Figura 2.10 são apresentados 4 tipos de rotura possíveis, porém, apenas a primeira (modos de rotura do EYM) corresponde a uma rotura dúctil, sendo as restantes denominadas como: rotura por separação (*splitting*), rotura em linha (*row-shear plug*), rotura em bloco (*block shear*) e rotura em *net-tension*. O EC5-1-1 (2004) apesar de não considerar diretamente para o cálculo da resistência das ligações este tipo de roturas, fá-lo a partir de recomendações relativamente ao espaçamento entre conetores, distâncias ao bordo, redução do número de conetores considerados e disposição relativamente ao fio da madeira, recomendando evitar a colocação de conetores deste tipo em linha paralela com o fio. Para evitar que surjam fendas irradiadas do ponto de aplicação do conector, é também recomendado executar uma pré-furação. O EC5-1-1 (2004) impõe que esta seja executada quando o conector tem um diâmetro superior a 6 mm e a madeira uma densidade superior a 500 kg/m³. A pré-furação acaba

por influenciar também a resistência da ligação, sendo que a tensão de resistência do furo (*embedment strength*) e a rigidez da ligação (*joint slip*) são superiores quando este é executado (Figura 2.11).

O facto de a madeira ser um material anisotrópico implica que a direção do carregamento é também um fator importante no comportamento das ligações, uma vez que a resistência e a rigidez variam. Quando solicitadas na direção paralela ao fio da madeira, estas ligações demonstram maior rigidez inicial e um patamar plástico (Figura 2.12 a) quando comparado com ligações solicitadas na direção perpendicular que apresentam menor rigidez e um aumento de resistência até momentos antes da rotura (Figura 2.12 b).

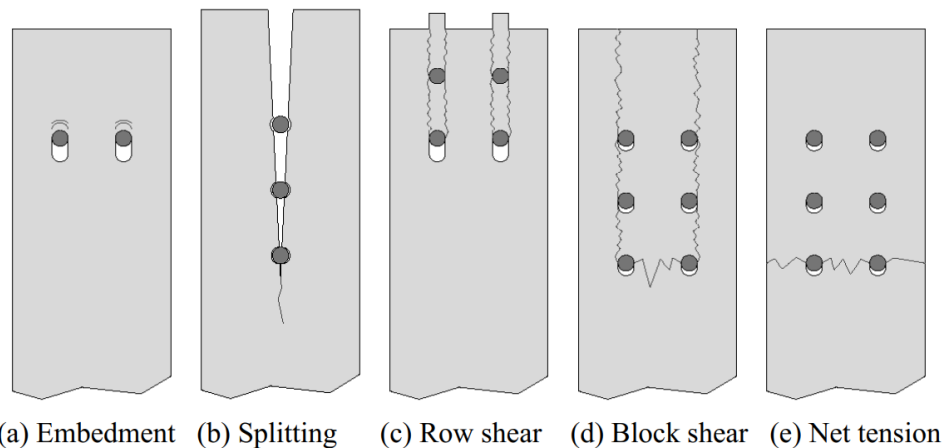


Figura 2.10 – Modos de rotura de ligações com conectores do tipo cavilha (Cabrero & Yurrita, 2018)

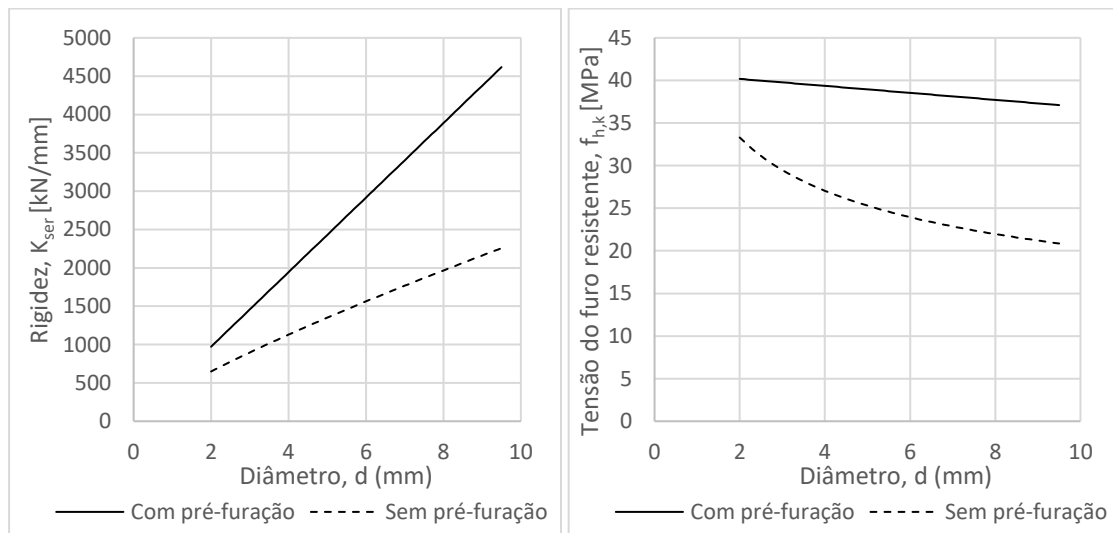


Figura 2.11 – Influência da execução de pré-furação na tensão resistente do furo e rigidez da ligação segundo o EC5-1-1 (2004) ($\rho_k = 500 \text{ kg/m}^3$)

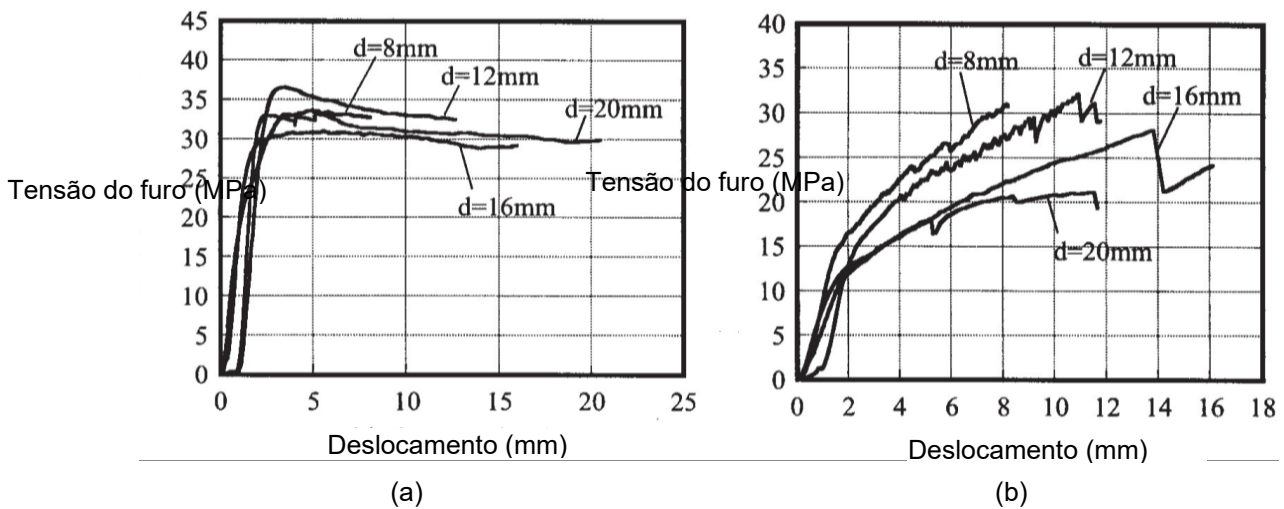


Figura 2.12 – Curva força-deslocamento para carregamento nas direções paralela (a) e perpendicular (b) ao fio da madeira. (adaptado de Sawata et al. (2002))

Estruturas de madeira com ligações do tipo cavilha, quando solicitadas por ações dinâmicas, demonstram um efeito característico na respetiva curva histerética, o efeito *pinching*. Este efeito é caracterizado por um maior nível de resistência e maior dissipação de energia no primeiro ciclo para um dado nível de deslocamento, sendo que os ciclos seguintes são mais estreitos com uma perda de resistência. Este efeito é verificado na Figura 2.13 onde é possível observar que para o mesmo nível de deslocamento, existe uma curva mais aberta e com maior resistência que as restantes. As causas deste efeito devem-se ao esmagamento da madeira em torno do furo num primeiro ciclo, implicando assim que a rigidez inicial do ciclo seja superior. Num segundo ciclo, o conetor não entra em contacto com a parede do furo, uma vez que este ovalizou no ciclo anterior, apresentando assim menor rigidez durante um novo carregamento. Este efeito mostra que ligações deste tipo são fortemente dependentes do histórico de carga.

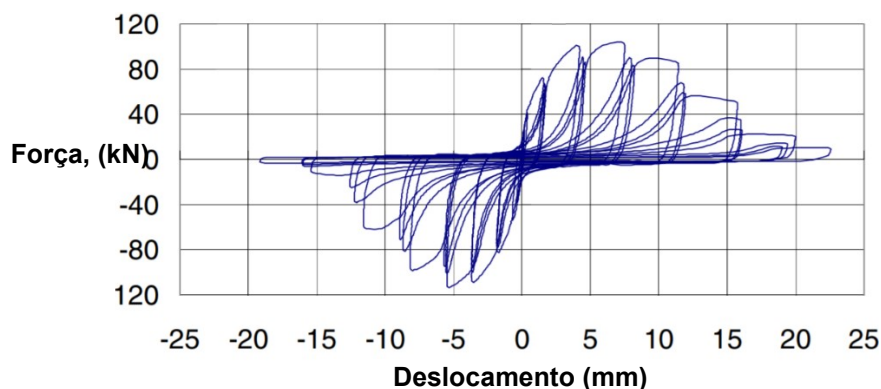


Figura 2.13 – Efeito *pinching* em curvas histeréticas de ligação com conetores do tipo cavilha (Adaptado de Popovski et al. (2011))

2.2.2. Ligações de carpintaria

Ligações de carpintaria são executadas através de cortes num elemento estrutural de madeira. De forma geral, estas ligações podem ser incluídas numa das seguintes categorias: entalhes, empalmes, cruzamentos e acoplamentos (Barbosa, Branco, & Ferreira, 2017). Este tipo de ligações está fortemente dependente do nível de atrito e compressão existente entre os elementos. Uma vez que a madeira tem um comportamento anisotrópico, o ângulo que os elementos formam entre si acabam também por determinar a resistência e rigidez da ligação, sendo a sua geometria e qualidade de execução fatores importantes (Poletti, Vasconcelos, Branco, & Aikaterini, 2016).

As ligações por entalhe podem ter várias configurações, dependendo da forma do sulco que é executado no elemento. Os tipos de configuração podem ser de dente simples, dente posterior ou de dente duplo, podendo ter ou não respiga e mecha, cuja função é impedir os deslocamentos para fora do plano dos elementos e aumentar também a superfície de contacto entre os elementos ligados (Figura 2.14). É necessário ter em atenção às tensões de compressão e de atrito geradas nas zonas dos entalhes devido à redução da secção efetiva, podendo ocorrer esmagamento dos elementos, e garantir que não existe descompressão das zonas ligadas, pois apenas esforços de compressão garantem a estabilidade da ligação (Barbosa, Branco, & Ferreira, 2017).

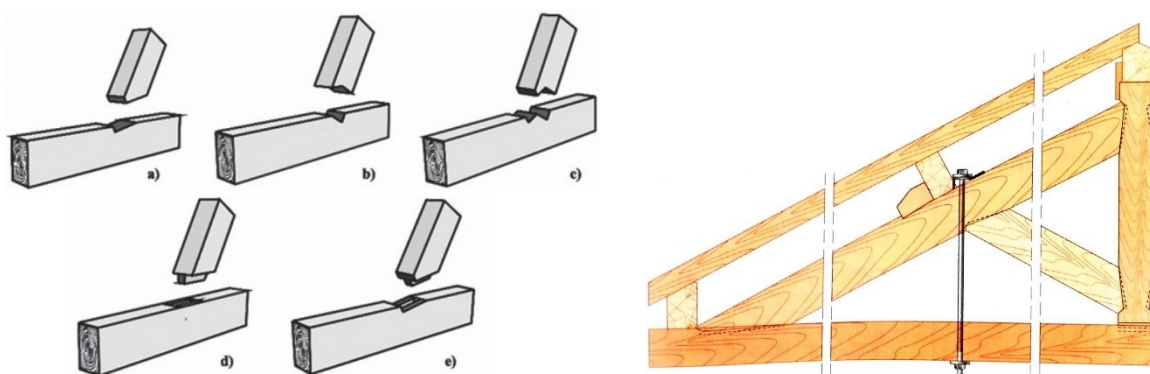


Figura 2.14 – Esquerda: Tipos de ligações por entalhe: a) dente simples; b) dente simples posterior; c) dente duplo; d) ligação com respiga e mecha; e) dente simples com respiga e mecha (Barbosa, Branco, & Ferreira, 2017) Direita: exemplo de asna com ligações por entalhe (Appleton, 2003)

Este tipo de ligações têm sido alvo de algumas campanhas experimentais, muito devido à sua presença em asnas de coberturas de edifícios antigos e com o intuito de avaliar um possível reforço e qual o impacto que a geometria da ligação tem para a resistência. Estudos de Köhler e Heimeshoff (1989), descrito por Palma (2009), analisaram a resistência de ligações por entalhe com dente simples, variando o ângulo entre os elementos, β , a profundidade do entalhe, t_v , e o comprimento do talão (distância entre ligação e bordo livre), l_v . Verificaram que a resistência não varia linearmente com a profundidade do entalhe e que o aumento do comprimento do talão não aumenta significativamente a carga máxima aplicada, tendo havido um aumento de apenas 10% quando o comprimento do talão

varia de 20 para 90 cm. O fator que mais influenciou a resistência foi a profundidade do entalhe, tendo o dobro da profundidade inicial obtido um aumento de resistência de 10%, passando a ser de 50% quando a profundidade é 3 vezes superior (Figura 2.15). Estes resultados demonstram que a geometria da ligação influencia significativamente a sua resistência.

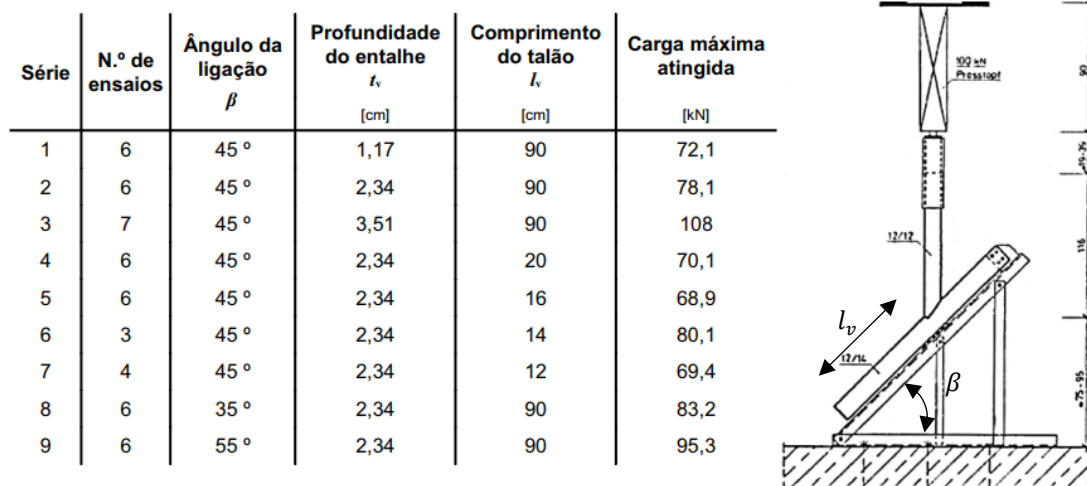


Figura 2.15 - Resultados e esquema de ensaios de Heimeshoff & Köhler (1989) (Adaptado de Palma P. M. (2009))

Quando existe a necessidade de interseção de dois elementos e manter a espessura do elemento com maior altura, as ligações por cruzamento são ideais, também conhecidas como ligações meia-madeira. Estas ligações podem ser de vários tipos consoante o local da sobreposição e o ângulo de encaixe: cruz a meio fio, meio fio de encontro, meio fio de ponta e cauda de andorinha (Figura 2.16). Para garantir a estabilidade da ligação e aumentar a rigidez da mesma, são usados pinos ou ligadores metálicos. Este tipo de ligação é recorrente em pavimentos de madeira quando existem interseções de vigamentos ou em sistemas estruturais em paredes de frontal de estruturas de gaiola pombalina.

Com intuito de verificar o comportamento de paredes de frontal e das respetivas ligações, Poletti *et al.* (2016) realizou ensaios dinâmicos a ligações de meio fio de encontro, presentes frequentemente entre prumos e travessas da gaiola pombalina. As ligações foram sujeitas a um carregamento no seu plano perpendicularmente ao elemento vertical e foram considerados dois níveis de forças de compressão sobre as ligações, 25 kN e 50 kN, para simular as forças verticais existentes nas paredes. Poletti *et al.* (2016) conclui que maior o nível de compressão existente influencia a capacidade de a ligação dissipar mais energia. Conclui também que o aumento da compressão é benéfico pois reduz a abertura da ligação para fora do plano, impedindo assim que a ligação perca superfície de contacto entre elementos. Na Figura 2.17 são apresentados o esquema de ensaio e as curvas histeréticas obtidas, sendo possível verificar que, ao contrário das ligações do tipo cavilha, estas não apresentam o efeito *pinching*, mantendo a rigidez no recarregamento e não apresentando grandes quebras de resistência.

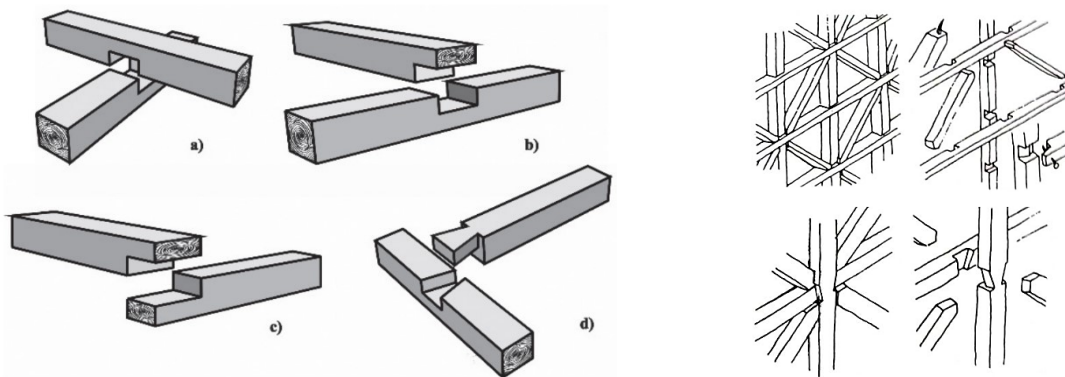


Figura 2.16 – Esquerda: Tipos de ligações por cruzamento: a) cruz a meio fio; b) meio fio de encontro c) meio fio de ponta; d) cauda de andorinha (Barbosa *et al.*, 2017) Direita: Exemplo de ligações por cruzamento na gaiola pombalina (Adaptado de Mascarenhas, 2004)

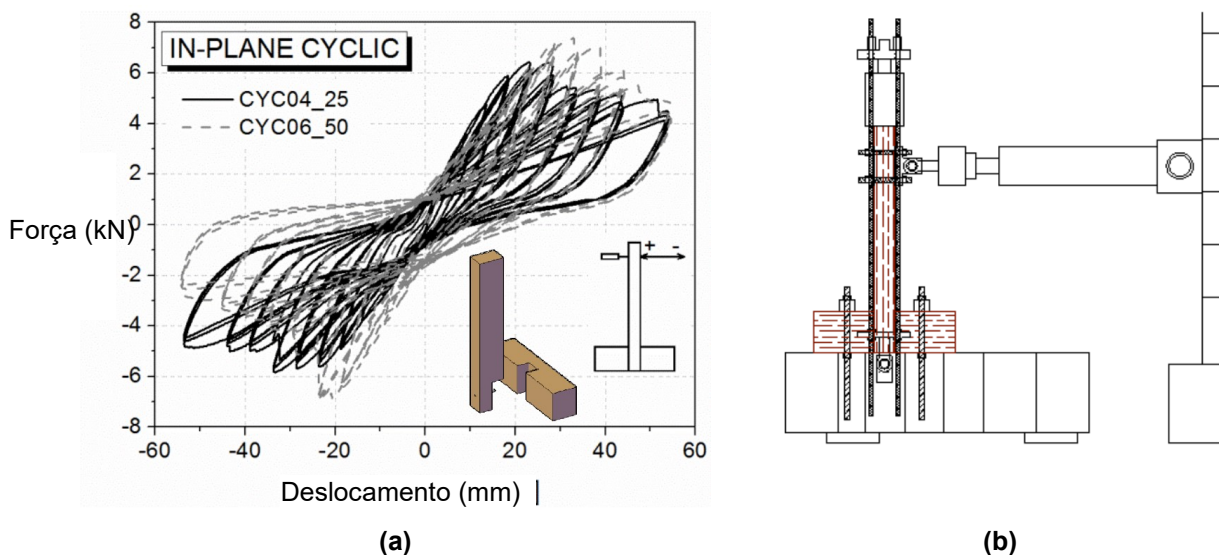


Figura 2.17 – (a) Curvas histeréticas obtidas por Poletti *et al.* (2016) a ligações com diferentes níveis de compressão: 25 kN (CYC04_25) e 50 kN (CYC06_50) (b) Esquema de ensaio a ligações de meio fio de encontro (Adaptado de Poletti *et al.* (2016))

Outro tipo de ligação de carpintaria são os empalmes. (Figura 2.18). Este tipo de ligação tem apenas a finalidade de dar continuidade aos elementos e resistir principalmente a esforços de axiais (Barbosa *et al.* 2017). Em pavimentos de edifícios pombalinos, por exemplo, é possível observar que quando os vigamentos não vão da fachada principal até à fachada de tardoz, são executados este tipo de ligações através de cortes em ambos os topos das vigas e de seguida sobrepostas as extremidades, promovendo um melhor contraventamento horizontal do edifício ao solidarizar ambos os elementos. No entanto, não foram concebidas para resistir a esforços de momentos fletores, sendo executadas sobre o cruzamento com paredes interiores (Mascarenhas, 2004).

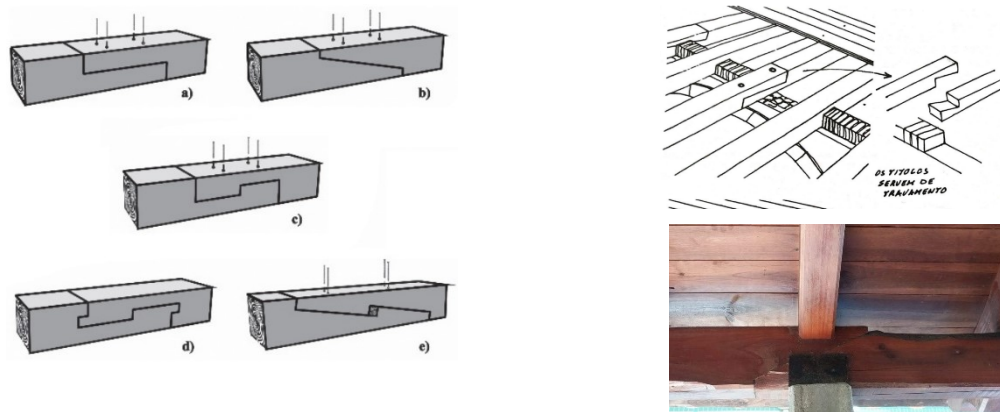


Figura 2.18 – Esquerda: Ligações por empalme: a) união a meio fio; b) entalhe com ângulo; c) união a meio fio com entalhe; d) entalhe a meia madeira com entalhe; e) entalhe com ângulo e batente a meia esquadria (Barbosa, Branco, & Ferreira, 2017) Direita em cima: Exemplo de aplicação de empalmes em pavimentos de edifícios pombalinos (Mascarenhas, 2004) Direita em baixo: Aplicação de empalmes para continuidade da viga

Os acoplamentos são também uma sobreposição dos elementos, mas neste caso em todo ou em parte do comprimento, possibilitando o aumento da secção transversal ou a reabilitação de elementos deteriorados. Este tipo de ligação envolve sempre elementos metálicos para conferir a solidarização do conjunto (Figura 2.19 a). Os acoplamentos tornam-se interessantes em obras de reabilitação sem a remoção da totalidade dos elementos estruturais (Figura 2.19 b).

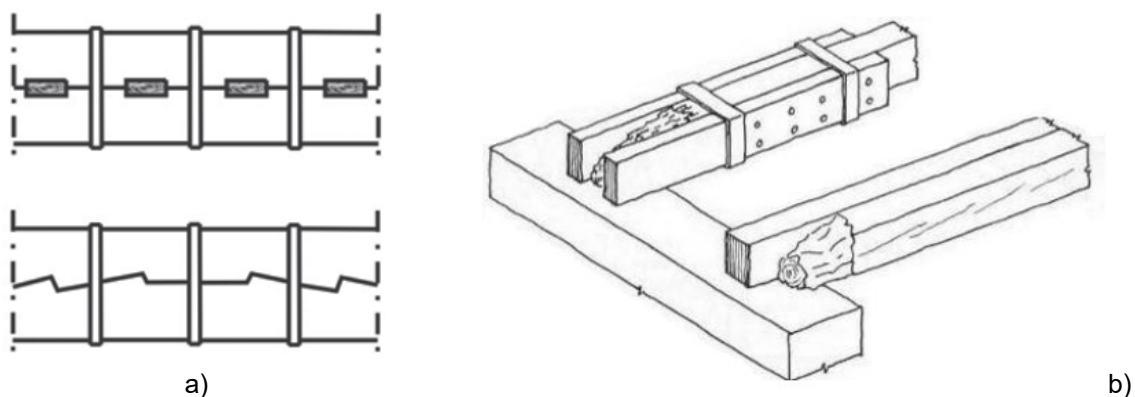


Figura 2.19 - a) Exemplos de acoplamentos (Barbosa et al., 2017) b) Exemplo de uso de acoplamentos em reabilitação (Arriaga, 2002)

2.2.3. Ligações com colas

Uma cola define-se como uma substância que permite fazer a ligação entre dois elementos a partir do contacto da superfície de ambos. Esta conexão é baseada em ligações químicas entre os materiais envolvidos. As colas são caracterizadas por polímeros orgânicos constituídos por longas cadeias moleculares de moléculas simples. Os polímeros podem de ser de origem natural ou sintética, tendo as colas sintéticas uma maior resistência à água do que as de origem natural (Vick, 1999).

Algumas características importantes que as colas devem apresentar, principalmente em contexto de reabilitação em que a aplicação da cola tem de ser em obra, são (Custódio *et al.*, 2009):

- A cura deve ser à temperatura ambiente sem aplicação significativa de pressão;
- Tolerância a descontinuidades e a diferentes espessuras da linha da cola;
- Capacidade de preenchimento de vazios;
- Boa adesão a diversos materiais para além da madeira.

O facto da ligação colada não ser visível torna também as ligações coladas atrativas, principalmente em obras de reabilitação. No entanto, existem fatores externos que podem inviabilizar este tipo de ligações, tais como a humidade, a temperatura e os ataques de micro-organismos.

As variações volumétricas da madeira devido ao seu comportamento higroscópico têm também consequências significativas ao nível das secções coladas. À medida que a madeira varia de volume, são geradas tensões que podem ser suficientes para levar à rotura da ligação, apesar de algumas colas estruturais de madeira terem um módulo de elasticidade suficiente para se adaptarem a estas tensões. A rotura da ligação é também influenciada pela direção das fibras de ambos os elementos ligados, uma vez que o coeficiente de retração da madeira varia consoante a orientação das fibras. A rotura é mais grave principalmente quando a ligação é executada entre duas secções com a direção das fibras muito diferente, mesmo quando o teor de humidade é igual em ambos os elementos, por exemplo secções com fibras longitudinais (retração na ordem dos 0,1%) com fibras na direção tangencial (retração na ordem dos 5%) (Vick, 1999).

2.3. Importância da rigidez no plano em edifícios de alvenaria

A alvenaria apresenta um bom desempenho quando sujeita a esforços axiais, pelo que quando é aplicada em elementos estruturais, estes tendem a estar à compressão, como em paredes resistentes. Contudo, para esforços de tração e corte, a alvenaria apresenta uma baixa resistência, sendo estes os esforços que geralmente determinam o tipo de rotura.

Consoante a direção que o carregamento horizontal tiver, as paredes podem apresentar diferentes modos de rotura. Para paredes solicitadas no seu plano poderá ocorrer: escorregamento (*shear sliding*), fendilhação diagonal (*diagonal cracking*), derrubamento e esmagamento (*rocking*). O modo de rotura para ações fora do plano da parede, tipicamente referido como primeiro modo pela maior facilidade de este ocorrer devido à esbelteza das paredes, inclui apenas derrubamento. Contudo, este pode ser ao nível das juntas de assentamento ou das juntas perpendiculares a estas (Figura 2.20) (Gago, 2014).

Por outro lado, os pavimentos de madeira em edifícios antigos caracterizam-se por serem bastante flexíveis quando solicitados no seu plano, permitindo deformações que não são compatíveis com as paredes de alvenaria. Quando sujeita a ações sísmicas, as paredes de paralelas à direção do carregamento são os principais elementos resistentes, porém é necessário que estas funcionem em conjunto de forma a manter a integridade da estrutura. Os pavimentos acabam por ser os elementos que solidarizam estas paredes. No entanto, estes devem ter níveis adequados de rigidez e resistência, tal como boas condições de ligação não só entre os próprios elementos, como também ao nível das ligações com as paredes.

Nos casos em que o pavimento apresente reduzida rigidez e resistência e as suas ligações com as paredes sejam deficientes, surge o risco de colapso envolvendo o modo de derrubamento das paredes perpendiculares à ação sísmica. Este risco é reduzido quando são introduzidos pavimentos rígidos com boas técnicas de ligação aos elementos verticais, conferindo um comportamento do tipo caixa (*box behaviour*) à estrutura (Figura 2.21 b) (Piazza *et al.*, 2008).

No entanto, os pavimentos de madeira, principalmente em edifícios antigos, caracterizam-se por terem uma baixa rigidez no plano e apresentarem uma fraca ligação com os paramentos de alvenaria. De forma a tentar aumentar a rigidez, são muitas vezes aplicadas técnicas de reforço ou substituição destes elementos por lajes de betão armado, sem considerar as condições de apoio, conduzindo a colapsos mais frágeis. Verifica-se que uma rigidez excessiva aliada a fracas ligações contribuem para o derrubamento das paredes de alvenaria sob ações horizontais. Foi também demonstrado que quanto maior for a flexibilidade do pavimento, menores serão os efeitos de torção, sugerindo que quando não existe regularidade em planta do edifício poderá ser preferível que não exista um aumento substancial da rigidez no plano dos diafragmas (Brignola *et al.*, 2012). Porém, é sempre necessária uma boa ligação entre elementos horizontais e verticais.

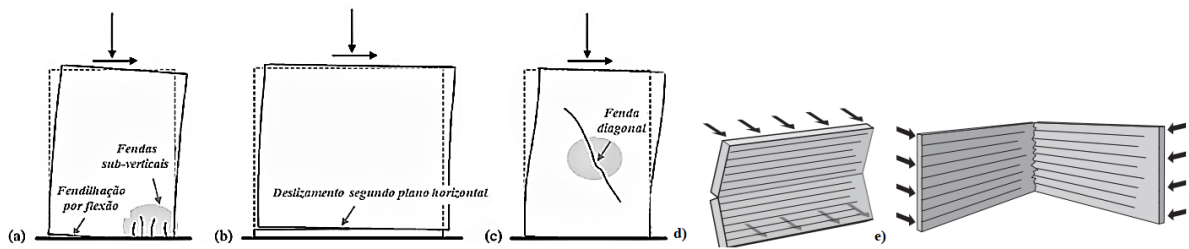


Figura 2.20 - Tipos de rotura em paredes de alvenaria. Rotura no plano: a) derrubamento e esmagamento; b) deslizamento; c) fendilhação diagonal. Rotura fora do plano: d) derrubamento paralelo às juntas de assentamento; e) perpendicular às juntas de assentamento (Adaptado de Gago (2014) e Moore J. *et al.* (2008))

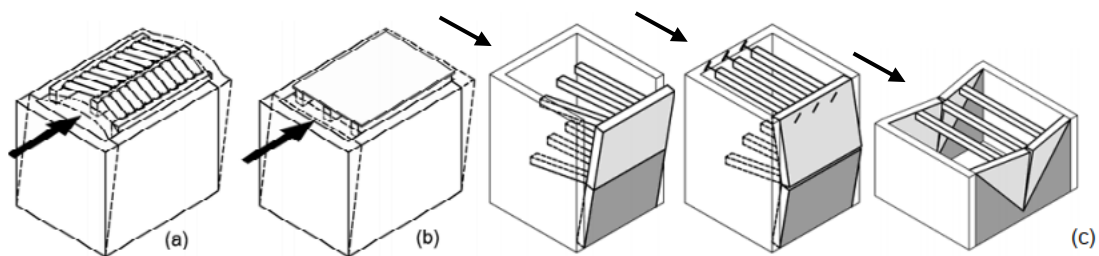


Figura 2.21 - a) Comportamento incompatível entre as paredes perpendiculares e o pavimento flexível que poderá levar a derrubamento; b) Comportamento do tipo caixa; c) Exemplos de derrubamento de paredes perpendiculares ao carregamento (Piazza *et al.*, 2008)

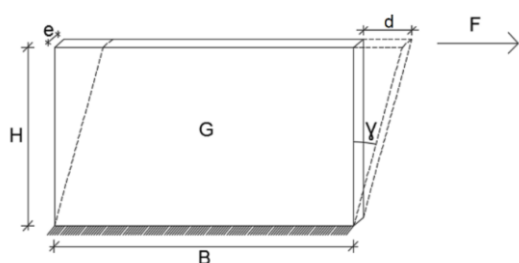
2.4. Reforços ensaiados

A rigidez global do pavimento, que controla os deslocamentos para fora do plano das paredes de alvenaria, é baseada na contribuição da rigidez no plano do próprio diafragma e da rigidez das ligações parede-pavimento. Os dois sistemas, pavimento e ligações, influenciam assim a deformação total e o comportamento global do edifício. No entanto, esta dissertação apenas irá abordar a rigidez do próprio pavimento.

Têm sido realizados alguns ensaios laboratoriais com o intuito de analisar a rigidez no plano de pavimentos de madeira reforçados em escala real sob ações monotónicas e cíclicas. Os reforços de seguida apresentados e sugeridos pelos vários autores passam pela aplicação de painéis de contraplacado, camadas de betão leve e/ou uso de polímeros de fibras reforçadas (FRP) e chapas de aço. Será apresentado cada uma das campanhas experimentais, fazendo menção à configuração do pavimento, condições de fronteira, materiais e disposição do reforço. No Anexo A encontra-se uma tabela adaptada com os resultados resumidos de cada autor compilada por Nunes (2017) (Nunes *et al.*, 2020).

A rigidez dos pavimentos no seu plano está diretamente relacionada com a respetiva geometria, uma vez que pavimentos de grandes dimensões têm menor rigidez no seu plano em comparação com

pavimentos de menores dimensões cujo método construtivo é o mesmo. E desta forma, com o intuito de padronizar os resultados da rigidez no plano e assim ser possível compará-los entre diversos autores independentemente da geometria, realizou-se o cálculo da rigidez equivalente, $(Ge)_{eq}$, segundo lei de Hooke (Equação (2.3)).



$$\tau = \gamma G \quad (2.1)$$

$$\frac{F}{e B} = \frac{d}{H} G \quad (2.2)$$

$$(Ge)_{eq} = K \frac{H}{B} \quad (2.3)$$

τ – tensão tangencial

γ – ângulo de distorção do pavimento

G – módulo de distorção

K – rigidez global do pavimento (F/d)

Figura 2.22 – Esquema do cálculo da rigidez equivalente (Nunes, 2017)

Brignola *et al.* (2012), com o objetivo de analisar a influência das condições de fronteira e da solução de reforço na rigidez no plano, considerou um pavimento de 3,0 x 4,0 m² com as vigas principais orientadas na direção de menor vão e espaçadas de 0,5 m entre si. O soalho foi pregado perpendicularmente aos vigamentos com dois pregos por cada extremidade.

Todas as vigas foram simplesmente apoiadas numa estrutura metálica com diferentes condições de fronteira: vigas laterais apoiadas nas extremidades na direção do carregamento (Figura 2.23 a) CC1); mesma configuração anterior e perfil metálico aplicado em todo o contorno do pavimento (Figura 2.23 b) CC2); perfil metálico em todo o perímetro e vigas laterais fixas com ligações de corte (Figura 2.23 c) CC3). A última configuração tem por objetivo ser uma aproximação às eventuais ligações executadas nas paredes de alvenaria, avaliando assim a rigidez do conjunto (pavimento e ligações parede-pavimento). As várias configurações foram sujeitas a ensaios cíclicos.

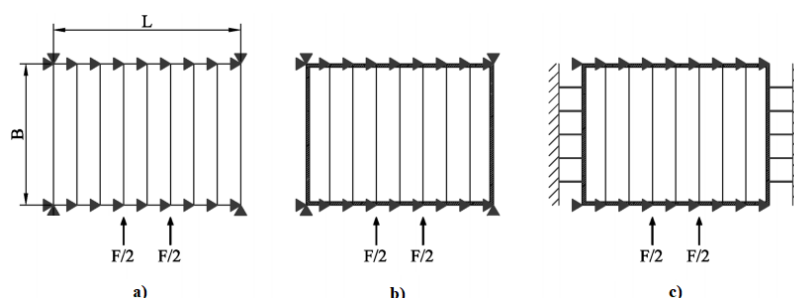


Figura 2.23 - Esquema das configurações consideradas: a) CC1; b) CC2; c) CC3 (Brignola, Pampanin, & Podestà, 2012)

Para o reforço os autores recorreram a painéis de contraplacado diretamente aparafusado ao soalho do pavimento (Figura 2.24 b) com e sem elementos metálicos que solidarizam a camada de reforço. Brignola *et al.* (2012) verificou que os painéis aumentaram não apenas a rigidez do pavimento como

também a correspondente a resistência a ações no seu plano. O aumento da rigidez equivalente por corte foi sempre superior a 3,8 vezes das configurações não reforçadas e o aumento da força máxima superior a 2,7 vezes em todos os casos com diferentes condições de fronteira. Verificou também que o perfil metálico em todo o contorno aumentou a rigidez por corte significativamente, contudo, este perfil apenas é usado para realizar as ligações às paredes de alvenaria, não fazendo parte diretamente do reforço do pavimento em si. Relativamente à última configuração (CC3), quando comparada com a segunda (CC2), a rigidez por corte inicial baixou ligeiramente como esperado, tendo em conta que a rigidez analisada passa a ser do sistema completo (pavimento e ligações). Conclui-se que a rigidez do pavimento terá de ser próxima da rigidez das ligações à parede de forma a otimizar o sistema de reforço.

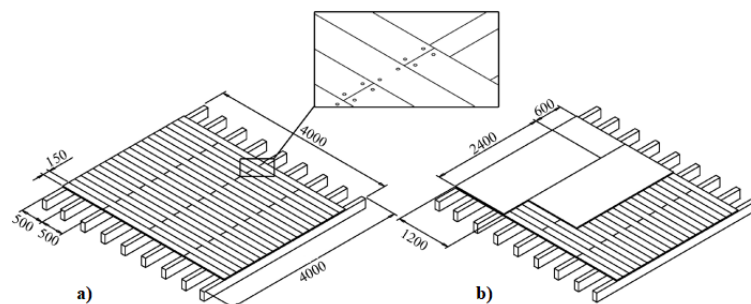


Figura 2.24 - a) Pavimento sem reforço; b) Pavimento reforçado com painéis de contraplacado (Dimensões em mm) (Brignola et al., 2012)

Piazza *et al.* (2008) estudou também vários tipos de reforço, considerando apenas a rigidez do pavimento, não representando a interação com as paredes. Para tal, considerou duas configurações com diferentes dimensões: pavimentos pequenos ($1,0 \times 2,0 \text{ m}^2$) e pavimentos grandes ($4,0 \times 5,0 \text{ m}^2$). Foi executado um ensaio monotónico a configurações com menores dimensões, enquanto que se reservou o ensaio cíclico a configurações com tamanhos maiores. Em ambas as configurações o afastamento das vigas é de 0,5 m com o soalho pregado com 2 pregos nas extremidades e 4 nas intersecções com as vigas. Foi também aplicado um perfil metálico em todo o contorno dos pavimentos com maiores dimensões com o intuito de absorver as tensões de tração geradas no pavimento e representar como poderiam ser executadas as ligações às paredes de alvenaria. As técnicas de reforço aplicadas foram as seguintes:

- Segunda camada de soalho na diagonal aparafusado às vigas principais (Figura 2.25 b));
- Chapas de aço leve ou faixas de CFRP (fibras de carbono reforçado) a 45° do soalho em ambas as direções. As chapas foram aparafusadas ao soalho com 20 parafusos por metro, enquanto as faixas de CFRP foram coladas com resina epóxi (Figura 2.25 c) e d));
- 3 Camadas de painéis de contraplacado cada uma com 21 mm de espessura colada ao soalho a partir de cola de poliuretano e cavilhas metálicas coladas em furações nas vigas com resina epóxi (Figura 2.25 e));
- Lâmina de betão leve com 50 mm de espessura (Figura 2.25 f)).

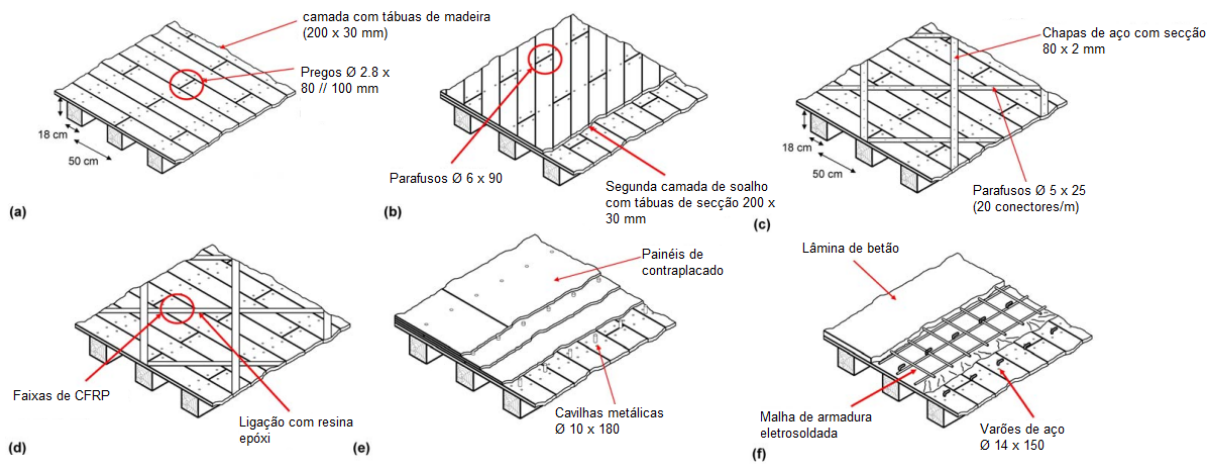


Figura 2.25 - Reforços propostos por Piazza et al. (2008). a) Pavimento não reforçado; Reforço com: b) segunda camada de soalho; c) chapas de aço; d) faixas de CFRP; e) painéis de contraplacado; f) lâmina de betão. (Adaptado de Piazza et al., 2008)

Após os ensaios, Piazza *et al.* (2008) verificou que o perfil metálico em todo o perímetro tem maior influência no aumento da capacidade de carga do que em termos de aumento de rigidez. Em termos de aumento de rigidez, o reforço com a segunda camada de soalho aumentou para cerca de 10 vezes mais quando comparado com o pavimento não reforçado, enquanto que o reforço com a lâmina de betão e os painéis de contraplacado aumentaram até cem vezes mais, tendo valores bastante similares. Os restantes reforços (chapas de aço e tiras de CFRP) mostraram um incremento de rigidez entre 20 e 50 vezes mais do que a rigidez original do pavimento, com as tiras de CFRP mais rígidas do que as chapas de aço. Piazza *et al.* (2008) verificou também que as configurações pequenas são afetadas por efeitos de dimensão, mesmo quando se considera uma rigidez equivalente. Na Figura 2.26 é possível verificar que os pavimentos com dimensões reduzidas apresentam maior rigidez no sistema de reforço com faixas de CFRP, enquanto que em maiores dimensões, é o reforço com painéis de derivado de madeira que mais rigidez apresenta.

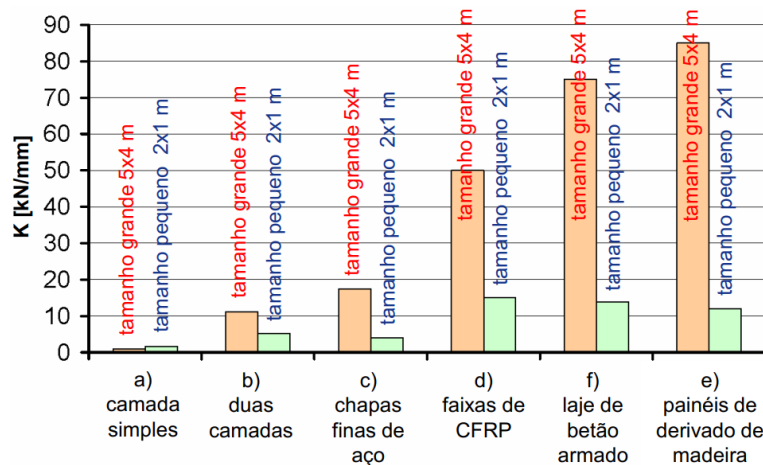


Figura 2.26 – Rigidez, K, obtida em todas as configurações ensaiadas (Adaptado de Piazza et al. (2008))

Valluzzi *et al.* (2008) analisou pavimentos de 2,2 x 2,2 m² com as vigas principais afastadas em 0,5 m entre si e dois tipos de tábuas no soalho: com e sem bordo macho-fêmea. O soalho foi constituído por tábuas contínuas pregadas com 2 pregos a cada intersecção com as vigas. Numa primeira análise, em ensaios monotónicos, verificou as consequências que os diferentes soalhos têm na rigidez de corte e concluiu que o atrito adicional nas tábuas aumenta em 37 % a resistência do pavimento (relativamente a um deslocamento de 30 mm) e melhora em 256 % e 42 % a rigidez por corte inicial e final respetivamente (Valluzzi *et al.*, 2008). O reforço foi posteriormente aplicado em pavimentos de soalho com bordo macho-fêmea e sujeitos a ensaios cíclicos (Valluzzi *et al.*, 2010). Os reforços considerados incluem:

- Única chapa metálica na diagonal aparafusada às vigas principais (FMSD) (Figura 2.27 a));
- Uma camada de soalho de bordo simples aparafusada a 45° (FM+45°SP(A)) (Figura 2.27 b));
- Uma camada de soalho de bordo macho-fêmea aparafusada a 45° (FM+45°SP(B)) (Figura 2.27 b));
- Duas camadas de soalho de bordo macho-fêmea aparafusada a +45° e -45° (FM±45°SP(A)) (Figura 2.27 c));
- Prancha de madeira aparafusada na diagonal com rigidez equivalente à chapa metálica da amostra FMSD (FMWD(D)) (Figura 2.27 d));
- Duas pranchas de madeira aparafusadas nas duas diagonais às vigas (FMWD(E)) (Figura 2.27 e)).

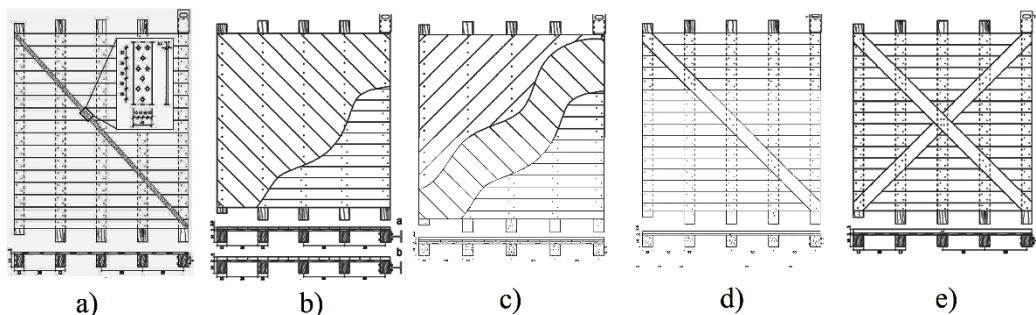


Figura 2.27 - a) chapa metálica na diagonal (FMSD); b) camada de soalho a 45° com e sem bordo macho-fêmea (FM+45°SP(B) e FM+45°SP(A)); c) duas camadas de soalho a ±45° (FM±45°SP(A)); d) tábuas de madeira na diagonal (FMWD(D)); e) tábuas de madeira nas duas diagonais (FMWD(E)); (Adaptado de Valluzzi *et al.* (2008))

Os autores verificaram que os reforços com uma camada de soalho (FM+45°SP(A) e FM+45°SP(B)) apresentam um aumento de rigidez semelhante, sendo este de cerca de 3 e 9 vezes superior para a rigidez inicial e final respetivamente. Relativamente ao reforço com duas camadas de soalho de bordo macho-fêmea (FM±45°SP(A)), Valluzzi *et al.* (2010) verificou o maior aumento de rigidez e de resistência de entre todos os reforços. As rigidezes globais, inicial e final, passaram a ser cerca de 6 e 15 vezes superiores respetivamente, tendo o pavimento tido um comportamento de corpo rígido até à rotura das ligações com o pórtico de ensaio. Na comparação entre os reforços em que apenas

introduziu uma diagonal, a chapa de aço apresentou uma melhor rigidez global e maior resistência, porém o reforço com as duas diagonais melhorou estes dois aspectos por ter capacidade de absorver os esforços à tração e à compressão simultaneamente. Nos reforços em que Valluzzi *et al.* (2010) optou por aplicar uma ou duas diagonais, recorrendo a pranchas de madeira ou chapas metálicas, o modo de rotura ocorreu sempre ao nível das ligações entre o reforço e as vigas.

Corradi *et al.* (2006) desenvolveu uma campanha experimental tendo por base um pavimento de 3,0 x 3,0 m² com vigas principais afastadas de 1,10 m e vigas secundárias afastada de 0,30 m em 2 camadas. Considerou o uso de soalho de madeira com diferente número de pregos por tábuas e pavimentos constituídos por abobadilhas cerâmicas. No pavimento com soalho considerou três configurações: dois pregos por tábuas (um prego por extremidade); quatro pregos por tábuas (dois pregos por extremidade); e seis pregos por tábuas (três pregos por extremidade). As várias configurações tiveram o intuito de verificar a evolução da resistência e rigidez com o aumento do grau de restrição do soalho. No entanto, apesar do aumento de resistência do pavimento, o aumento de conectores não melhora significativamente a rigidez por corte. Corradi *et al.* (2006) deduz que essa redução se possa dever ao facto do pavimento ter já sido sujeito a ensaios, fissurando localmente em alguns pontos do soalho. Relativamente aos reforços ensaiados, Corradi *et al.* (2006) analisou os seguintes:

- Uma camada de soalho com tábuas dispostas perpendicularmente à camada inferior com recurso a seis pregos por tábuas (dois por extremidade e dois a meio) (3-T4-T6);
- Uma camada de soalho como descrito anteriormente e aplicação de GFRP (fibras de vidro reforçadas) entre camadas em formato de malha afastada de 600 mm (Figura 2.28 a)) (05-T4-FV);
- Uma camada de soalho como descrito anteriormente e faixas dispostas nas duas diagonais e no perímetro do pavimento com recurso a resina epóxi (Figura 2.28 b)) (06-T4-FV);

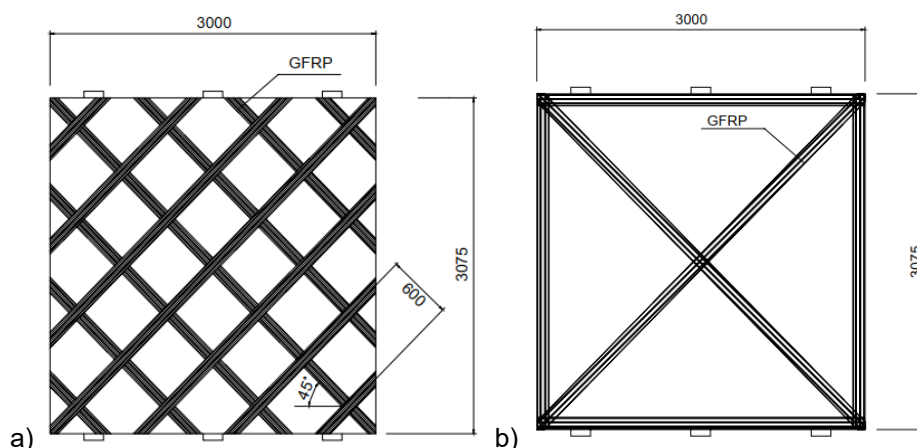


Figura 2.28 - Disposição das faixas de GFRP: a) Malha com afastamento de 600 mm; b) Faixas no contorno e nas duas diagonais (Dimensões em mm) (Corradi et al., 2006)

Corradi *et al.* (2006) verificou que a segunda camada de soalho (3-T4-T6) não possibilitou um aumento significativo da rigidez global quando comparada com os restantes reforços devido ao à ovalização dos furos das ligações pregadas. Segundo os autores, este reforço poderá ser eficiente quando usadas madeiras de classe de resistência superior tanto para o reforço como para o pavimento original, implicando a remoção do soalho. O uso de tiras diagonais de GFRP entre camadas de soalho (06-T4-FV) aumenta a rigidez inicial em cerca de 1700 %, apresentando um aumento de 300 % quando comparado com o reforço de apenas com uma camada de soalho (3-T4-T6). Contudo, o reforço em que é considerada uma malha de GFRP (05-T4-FV), apresenta um aumento de 40 vezes mais rigidez que a situação não reforçada, sendo este o reforço mais rígido.

Relativamente ao pavimento analisado na presente dissertação, Fragomeli (2015) realizou os ensaios iniciais considerando conetores da época pombalina e atuais. O pavimento de 3,42 x 1,80 m² (Figura 2.29 a)) foi inicialmente testado com 2 pregos por intersecção dispostos paralelamente com o desenvolvimento da viga, de acordo com a construção típica da época. Por motivos de escassez de pregos antigos, estes apenas foram aplicados na intersecção do soalho com a viga central, tendo as restantes ligações sido realizadas com pregos atuais. Numa fase posterior, Fragomeli (2015) realizou ensaios apenas com conetores atuais dispostos em ziguezague de forma a aumentar o binário de forças (Figura 2.29 b)) e aumentando assim o grau de restrição de rotação no plano das tábuas do soalho. Contudo, o reforço não obteve resultados esperados, apresentando uma diminuição de resistência e rigidez. Fragomeli (2015) deduz que tal pode ser explicado pelas irregularidades dos pregos antigos que aumentam o atrito inicial na madeira, ao contrário do que acontece com os pregos atuais que exibem uma superfície lisa. No entanto, o efeito do atrito diminui com o avançar do ensaio cíclico, aproximando as rigidezes das duas estruturas.

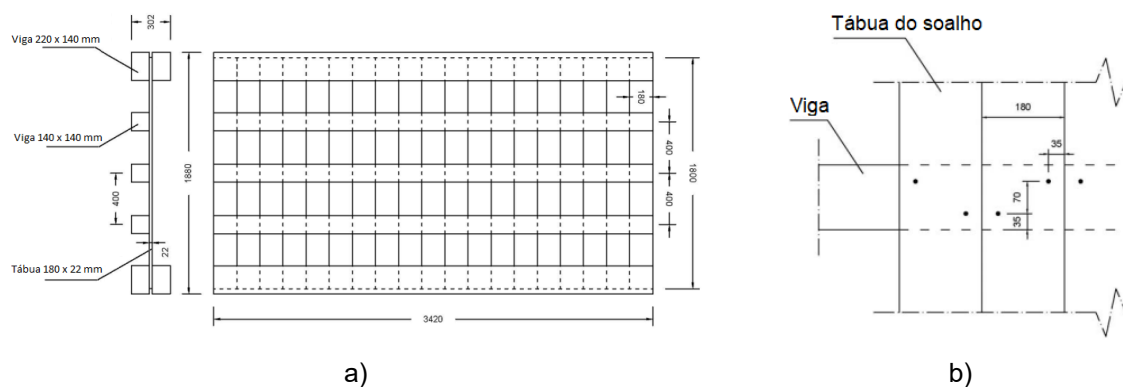


Figura 2.29 – a) Visão geral do pavimento ensaiado por Fragomeli (2015) b) Disposição dos pregos nas intersecções com os vigamentos (Dimensões em mm) (Fragomeli, 2015)

Nunes (2017) analisou o pavimento executado por Fragomeli (2015) cujas ligações entre o pavimento e as vigas correspondem à situação reforçada, uma vez que esta configuração foi a que apresentou piores resultados. Nunes (2017) propôs um reforço metálico com recurso a barras e cantoneiras ligadas ao pavimento por meio de parafusos (Figura 2.30). Tal como Brignola *et al.* (2012) e Piazza *et al.* (2008), foram aplicados no contorno do pavimento perfis cantoneiras com ligações rotuladas entre si. Nunes

(2017) explica que o “incremento de resistência e rigidez ao ligar os cantos das cantoneiras pode ser significativo face aos esforços a que o reforço é sujeito” e às dimensões do pavimento em estudo. Contudo, ao considerar ligações rotuladas entre as cantoneiras, a análise do comportamento do reforço torna-se mais clara.

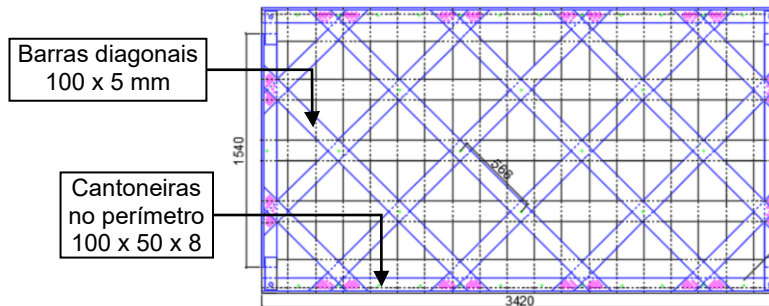


Figura 2.30 – Disposição das barras e cantoneiras no reforço. (Dimensões em mm) (Adaptado de Nunes, (2017))

As ligações entre as barras diagonais foram dimensionadas de forma a funcionarem como rótulas e impedirem a encurvadura das barras comprimidas, recaindo a resistência do reforço sobre as ligações barra-cantoneira. Estas ligações foram alvo de ensaios de tração com o intuito de verificar o comportamento de vários tipos de conetores. Os tipos de ligações testados foram:

- Parafusos (P);
- Parafusos e resina epóxi com superfície de aço decapada a jato de areia (PCA);
- Parafusos e resina epóxi com superfície de aço decapada a jato de granalha de aço (PCG);
- Parafusos e resina epóxi com superfície de aço decapada a jato de granalha de aço e metalizada (PCM);
- Parafusos com superfície de aço decapada a jato de granalha de aço e metalizada (PM).

Nunes (2017) verificou que o uso de resina epóxi torna o comportamento das ligações em situação de rotura mais imprevisível quando comparado com as outras ligações, sendo que em todos os provetes, o deslocamento de rotura foi sempre variando. É verificado também o comportamento frágil das ligações com resina epóxi a partir de perdas de resistência repentinas. Nunes (2017) previa que após a rotura da resina, as ligações apresentassem um comportamento semelhante às ligações apenas com conetores metálicos, porém, em média, a resistência foi sempre inferior. É descrito que este comportamento poderá ser devido ao facto de existir uma folga nestas ligações, permitindo o conetor funcionar à flexão e ao corte nesta região, reduzindo assim a resistência e rigidez do conjunto. No entanto, em regime elástico as ligações com recurso a resina epóxi e parafusos demonstraram maior rigidez e resistência na cedência, podendo tal ser explicado pelo funcionamento em conjunto das duas soluções. Devido ao comportamento não uniforme entre ensaios a ligações com resina, foram adotadas ligações aparafusadas (P) apenas com o inconveniente de apresentarem uma rigidez inferior.

Relativamente ao reforço, um dos fenómenos detetado durante a campanha experimental foi a encurvadura das barras comprimidas para pequenos deslocamentos; i.e., as barras não atingiram a sua resistência máxima esperada devido à encurvadura das barras. A curva histerética (Figura 2.31) obtida por Nunes (2017) demonstra uma assimetria em relação do sentido do carregamento, sendo este justificado pelo posicionamento das barras. As barras estão colocadas em duas camadas, sendo que numa mesma camada têm todas a mesma direção. Quando sujeitas a esforços de compressão, as barras da camada exterior têm um comprimento de encurvadura inferior, instabilizando com maior facilidade. Em comparação com os ensaios desenvolvidos por Fragomeli (2015), o reforço apresenta um aumento de 26 vezes da rigidez global, como também um aumento significativo da resistência do pavimento de 27 vezes superior.

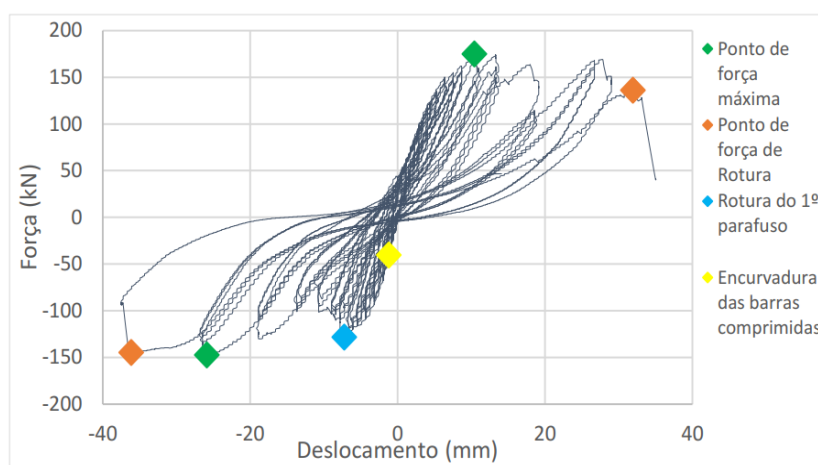


Figura 2.31 – Curva histerética do pavimento reforçado obtida por Nunes (2017)

3. Ensaio laboratoriais a ligações em madeira

Com o intuito de apoiar a modelação numérica das ligações do caso de estudo, descrito no Capítulo 4, e das ligações do reforço proposto, descrito no Capítulo 5, para posterior análise da rigidez e resistência no plano do pavimento, realizaram-se ensaios laboratoriais a três tipos de ligações entre elementos de madeira: ligações pregadas, aparafusadas e coladas. Todos os reforços considerados serão aplicados na zona inferior do pavimento, como descrito e justificado posteriormente, e por esta razão é necessário ter em consideração a praticabilidade de execução das ligações em obra.

Fragomeli (2015), ao realizar ensaios em dois pavimentos de madeira com diferentes conetores, observou que o pavimento em que foram aplicados pregos de secção irregular apresentou uma maior rigidez quando comparado com o pavimento em que foram aplicados pregos de secção circular e superfície lisa. Por este motivo optou-se por usar pregos de secção quadrada por proporcionarem maior área de contacto em torno do furo.

A execução de ligações pregadas implica a necessidade de realizar um pré-furo nos elementos de madeira, de forma a não criar fissuras em torno do furo. A pregagem teria também de ser realizada a partir da face inferior do pavimento, tornando este tipo de ligação pouco prática. Como tal, foram considerados parafusos autorroscantes que dispensam a realização de um pré-furo, tornando assim a execução das ligações mais rápida e prática.

Para além das ligações com recurso a conetores mecânicos, optou-se por realizar ensaios a ligações coladas pela facilidade que estas apresentam de aplicação em obra e pela possibilidade de distribuição de esforços por toda a superfície colada, não permitindo assim uma concentração de forças num dado ponto da ligação. Contudo é importante ter em atenção que estas ligações apresentam um comportamento frágil e não é esperada grande dissipação de energia nas ligações.

3.1. Método laboratorial e preparação de ensaios

As ligações foram ensaiadas no Laboratório de Estruturas e Resistência de Materiais (LERM) do DECivil, Instituto Superior Técnico, com recurso a um equipamento INSTRON® e a um video-extensómetro, segundo a norma EN 12512 (2006) que descreve um método de ensaio cíclico para ligações de madeira a partir de conetores mecânicos. Apesar das ligações coladas não se enquadrarem na norma, a mesma foi usada de forma a manter condições iguais entre todos os tipos de ligações.

Os ciclos de carga para os ensaios são definidos, segundo a norma, de acordo com a identificação à priori dos pontos de cedência dos provetes. Para tal, foi realizado um ensaio estático à tração a cada tipo de ligação para a respetiva definição da força e deslocamento de cedência a uma velocidade de aplicação de carga de 1,10 mm/min.

Após a definição dos ciclos de carga, procedeu-se à realização dos ensaios cíclicos. A norma requer que a velocidade de aplicação do carregamento seja constante e entre 0,02 e 0,20 mm/s, mas o equipamento INSTRON® apenas permite a definição da frequência de ciclos, sendo esta constante ao longo de todo o ensaio. Inevitavelmente, a velocidade aumenta com o aumento da amplitude do deslocamento imposto aos provetes, tendo sido ajustada a frequência em 0,015 Hz que respeitaria a norma até uma amplitude de deslocamentos de 3,34 mm.

Foi usada madeira maciça para a preparação dos provetes, não existindo nenhuma classificação segundo a norma EN 338 (2016) por parte do fornecedor. A respetiva densidade foi calculada de forma simplificada, medindo o volume aparente e a massa de 20 peças com dimensões de 100x100x18 mm³, obtendo-se uma densidade média de 518,5 kg/m³. Todas as peças constituintes do provete tinham uma espessura de 18 mm e foram cortadas sem qualquer tratamento posterior. Todos os provetes foram concebidos simetricamente para que os esforços nas ligações sejam transmitidos através de corte puro e sem assimetrias, tendo em conta a distância entre as zonas de ligação com as garras da INSTRON® e as dimensões de encaixe na zona de aperto. A distância disponível para a colocação dos provetes é de 970 mm e a zona de ligação com o equipamento, que corresponde à entrega do provete nas garras da INSTRON®, apenas poderá ter 80 mm de largura com uma espessura máxima de 30 mm (Figura 3.1). A todos os provetes foram aplicadas 4 chapas de aço com 5 mm de espessura nas zonas de ligação com a INSTRON® com o intuito de reduzir os danos no provete devido ao aperto das garras do equipamento e aplicada a pressão mínima de 20 bar. Foram definidos vários alvos em cada extremidade da ligação de forma a existir redundância, caso algum ponto fosse perdido durante os ensaios, tendo sido estes os usados posteriormente para o cálculo do deslocamento. A localização de cada um deles está representada na Figura 3.2. Os provetes ensaiados foram designados segundo a Tabela 3.1, tendo sido ensaiados 4 provetes por cada tipo de ligação. Por cada tipo de ligação realizou-se inicialmente um ensaio monotónico e de seguida três ensaios cíclicos.

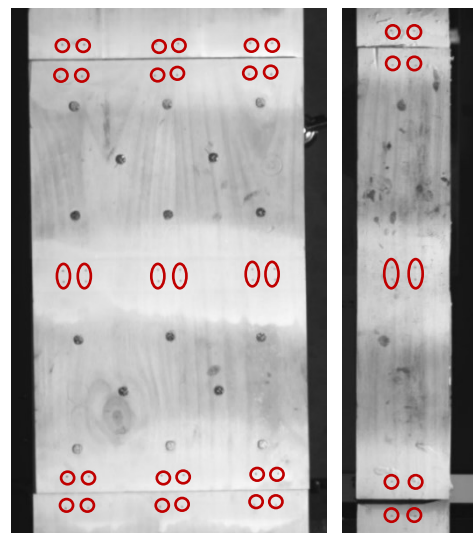
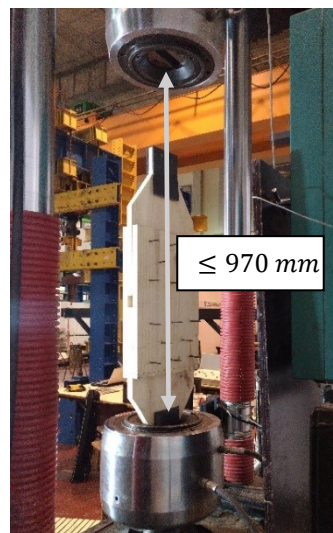


Figura 3.1 – Colocação dos provetes no equipamento INSTRON® e distância máxima entre garras

Figura 3.2 – Localização dos alvos marcados nos provetes a ensaiar

Tabela 3.1 — Designação de provetes ensaiados

Designação	Tipo ligação	Tipo de ensaio	Número do provete	Conetor/Ligante
PREG-C	Pregada	Monotónico	0	Prego quadrado com 4 mm de face
PREG-1		Cíclico	1	
PREG-2		Cíclico	2	
PREG-3		Cíclico	3	
APAR-C	Aparafusada	Monotónico	0	Parafuso autorroscante com diâmetro efetivo de 4 mm
APAR-1		Cíclico	1	
APAR-2		Cíclico	2	
APAR-3		Cíclico	3	
COL-C	Colada	Monotónico	0	Cola epoxídica EPICOL U
COL-1		Cíclico	1	
COL-2		Cíclico	2	
COL-3		Cíclico	3	

Relativamente aos provetes com ligações aparafusadas e pregadas, estes foram dimensionados considerando as condições inerentes ao equipamento descritas anteriormente e de forma a representar a mesma área de interseção entre um reforço inicial, descrito na Secção 5.2, e as tábuas do soalho (250 x 180 mm²) (Figura 3.4). Como apresentado na Figura 3.3, o provete é composto por duas ligações com dois planos de corte de forma a ser simétrico.

O esquema de conetores (Figura 3.4 b)) seguiu as dimensões mínimas recomendadas pelo EC5-1-1 (2004), tendo sido aplicada uma distância ao bordo em todo o contorno de 40 mm e um espaçamento mínimo entre cada de 50 mm. Nas ligações pregadas foram usados pregos quadrados com 4 mm de lado, pelo que o EC5-1-1 (2004) recomenda a aplicação de um pré-furo em todas as pregagens em madeiras de pinho com tendência a fissurar e com espessuras inferiores a 57 mm. Tal como as ligações pregadas, foram realizados 4 provetes com ligações aparafusadas seguindo o esquema das figuras 3.4 e 3.5 e executado um pré furo antes da colocação dos parafusos. Os parafusos usados têm um diâmetro externo de 6 mm e um diâmetro efetivo de 4 mm segundo a norma DIN 7998 (1975).

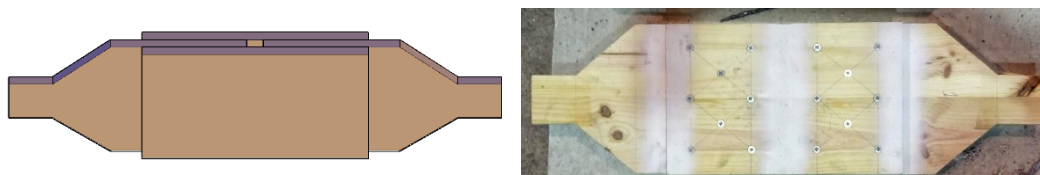


Figura 3.3 – Esquema 3D do provete com conetores metálicos

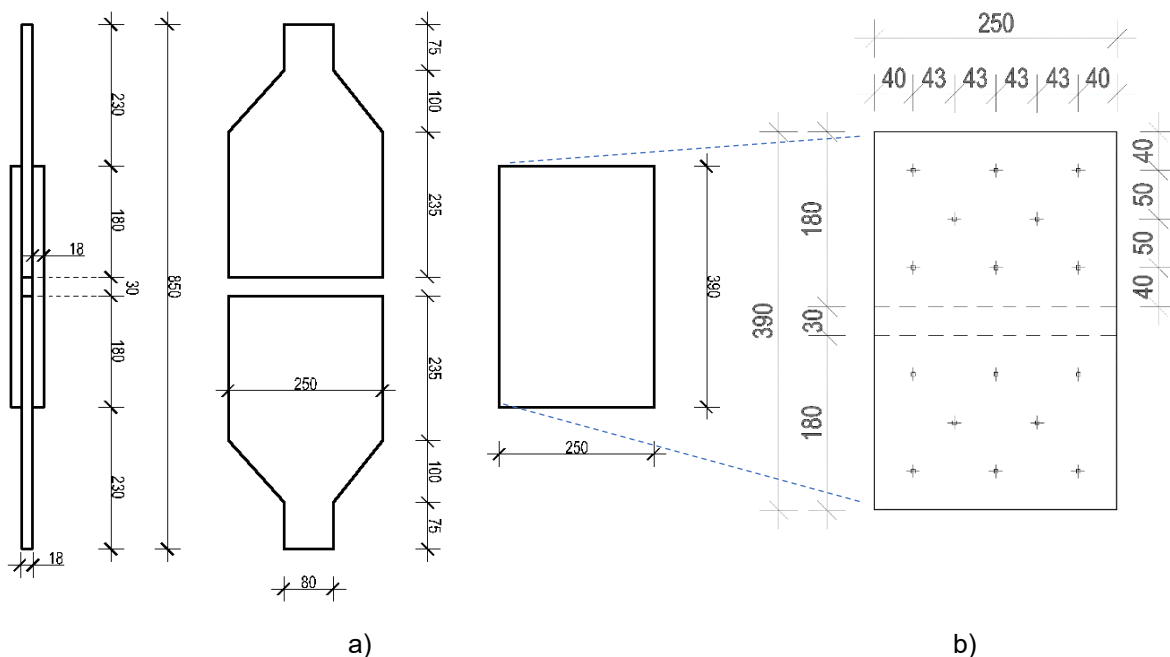


Figura 3.4 – a) Dimensões dos provetes de ligações pregadas e aparafusadas. b) Esquema de colocação dos conetores metálicos (Dimensões em mm)

Relativamente às ligações coladas, os provetes foram colados com uma cola epoxídica com a designação comercial *Epicol U* indicada para colagens estruturais em madeira e seguindo as recomendações do fornecedor. Foram usados pregos de 2 mm de diâmetro como espaçadores em todo o contorno da zona de colagem e fita prata para impedir o escorrimento da cola para as laterais do provete (Figura 3.5). Realizaram-se dois furos em cada uma das extremidades da zona de ligação onde foi colocada uma vareta metálica para auxiliar a posição das várias camadas do provete. A mistura da cola foi realizada em dois momentos, tendo as doses de cada componente sido divididas em dois, uma vez que o tempo de aplicação após a sua mistura é de cerca de 15 min a uma temperatura de 20°C. Após a posição das várias camadas, foi aplicado uma massa de 25 kg por cima do provete durante 48 h (Figura 3.6). Um esquema de ensaio semelhante ao anterior é apresentado na Figura 3.7 relativo às ligações coladas.



Figura 3.5 – Uso de pregos de 2 mm como espaçadores e aplicação da fita prata no contorno



Figura 3.6 – Provede montado com massa de 25 kg durante a cura da cola

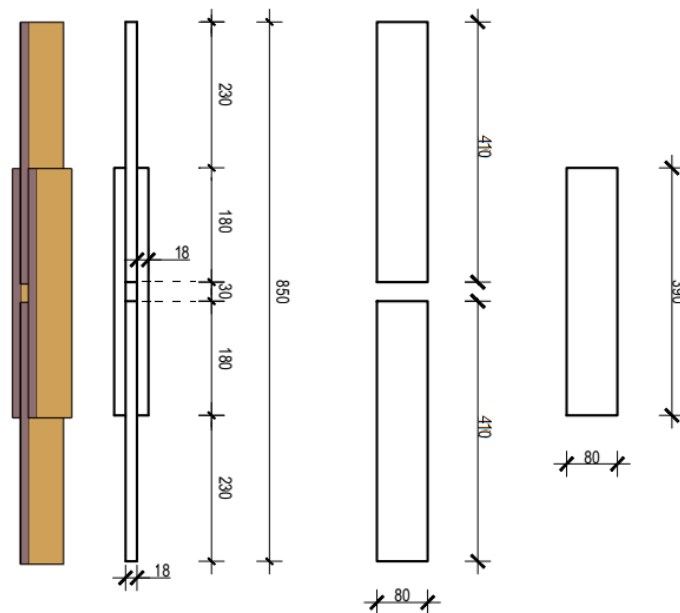


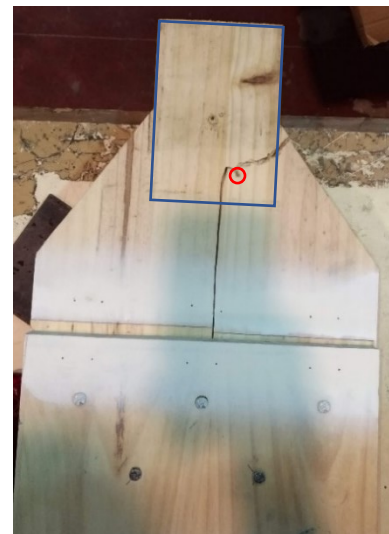
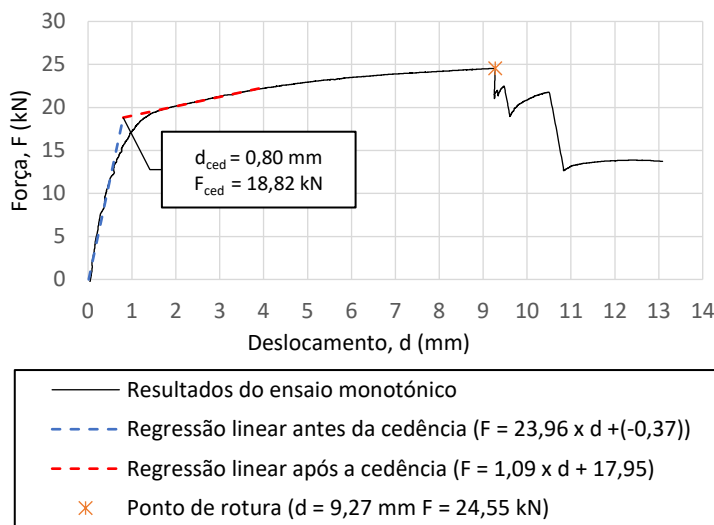
Figura 3.7 – Dimensões dos provetes de ligações coladas (Dimensões em mm)

3.2. Ensaio a ligações pregadas

Para a definição dos ciclos de carga do ensaio cíclico, realizou-se um ensaio monotónico à tração para um dos provetes com o intuito de determinar o ponto de cedência (Figura 3.8 a)). O provete demonstrou um comportamento elástico linear até momentos antes da cedência, entrando depois num patamar plástico. A definição do ponto de cedência foi determinada a partir da intersecção destas duas retas obtidas através de uma regressão linear, uma vez que os resultados apresentaram patamares bem definidos tal como descrito na norma EN 12512 (2006). A partir do ensaio monotónico, verificou-se uma ductilidade na ordem de $\mu = 11,59$, podendo ser superior, tendo em conta que a rotura não se desenvolveu na zona das ligações, mas na zona de fixação entre o provete e o equipamento INSTRON® para um deslocamento imposto entre alvos de 9,27 mm e uma força correspondente de 24,55 kN. Esta rotura no ensaio monotónico deveu-se a elementos secundários de montagem do provete. As chapas metálicas introduzidas nas extremidades dos provetes que foram ligadas por meio de dois parafusos, tendo um deles ficado fora da zona de aperto. Quando se aplicou o aperto nas garras, a zona da chapa que se encontrava fora deformou, introduzindo assim tensões de tração perpendiculares ao veio da madeira a partir do parafuso que se encontrava exterior à garra. É possível verificar na Figura 3.8 b) que a fissura se propaga desde a madeira esmagada pela garra até ao ponto onde o parafuso foi introduzido, seguindo depois por um dos fios da madeira. Este parafuso foi retirado nos ensaios seguintes.

No ensaio monotónico, a partir da intersecção das duas retas, obteve-se uma força de cedência de 18,82kN e um deslocamento entre alvos correspondente (deslocamento de cedência) de 0,80 mm. Devido a possíveis escorregamentos entre o provete e as garras da INSTRON®, as amplitudes medidas entre os alvos extremos das ligações não correspondem às introduzidas pelo equipamento.

Para considerar este efeito e ter uma boa definição das amplitudes do protocolo de carregamento, o deslocamento de cedência considerado foi arredondado para 1,00 mm, tendo sido definidas as seguintes amplitudes segundo a norma EN 12512 (2006): 0,25 mm, 0,50 mm, 0,75 mm, 1,00 mm, 2,00 mm, 4,00 mm. Para as duas primeiras amplitudes realizou-se apenas um ciclo, sendo que nas seguintes, realizaram-se três ciclos para cada uma das amplitudes, segundo a norma (Figura 3.9). No entanto, após os dois primeiros ensaios (PREG-1 e PREG-2), verificou-se a necessidade de aumentar o número de ciclos e as respetivas amplitudes numa progressão de 2,00 mm para uma melhor definição da curva histerética, tendo o ensaio PREG-3 terminado numa amplitude de deslocamento imposto de 8,00 mm.



a)

b)

Figura 3.8 – a) Curva força-deslocamento do ensaio monotónico a ligação pregada (PREG-C) b) Modo de rotura do provete de ligações pregadas no ensaio estático com esquema da localização do parafuso e chapa metálica responsáveis pela rotura

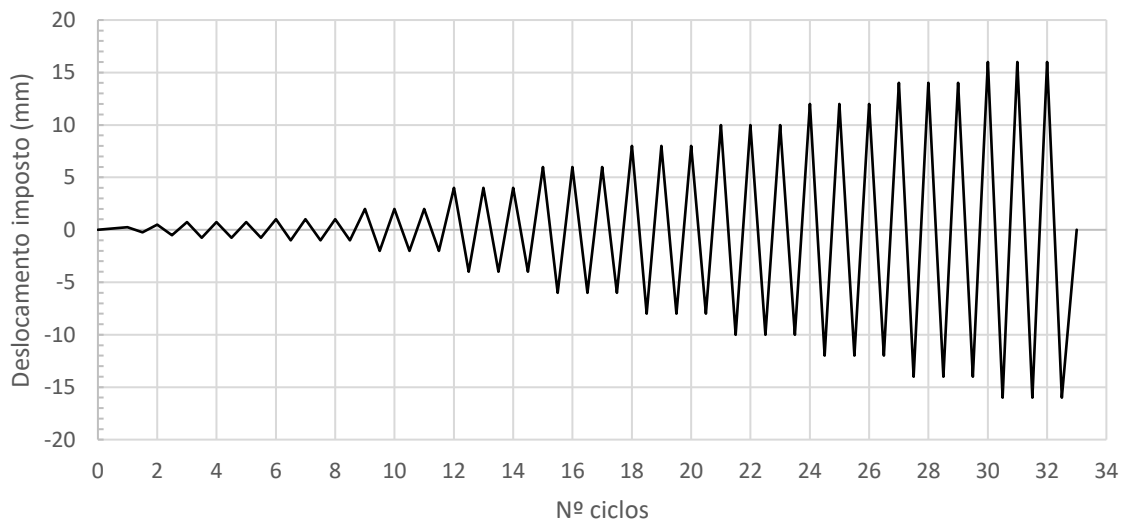


Figura 3.9 – Procedimento de carga aplicado aos provetes

Os provetes, quando sujeitos ao ensaio cíclico, apresentam ciclos simétricos em relação ao sentido de carga como é possível verificar na Figura 3.10 e nas curvas histeréticas dos ensaios apresentadas com mais pormenor no Anexo B. Na Figura 3.11 está representada a força máxima atingida por ciclo e por sentido de cada no ensaio PREG-3 assim como a percentagem de quebra de resistência, em relação ao ciclo anterior, para o mesmo nível de deslocamento. Em geral verifica-se valores de resistências máximas semelhantes em ambos os sentidos, podendo as diferenças ser justificadas por eventuais desalinhamentos no provete, provocando alguma rotação dos seus elementos, e também devido a escorregamentos nas garras da INSTRON®. Estes resultados verificam-se nos restantes ensaios cíclicos a ligações pregadas. No entanto, entre todos os ensaios, verifica-se valores de resistência semelhantes para o mesmo ciclo. Para ciclos anteriores ao ponto de cedência, verifica-se que a perda de resistência para o mesmo deslocamento imposto ronda os 2% em média, contrastando com os ciclos seguintes em que se verificam perdas superiores, principalmente no segundo ciclo de cada deslocamento.

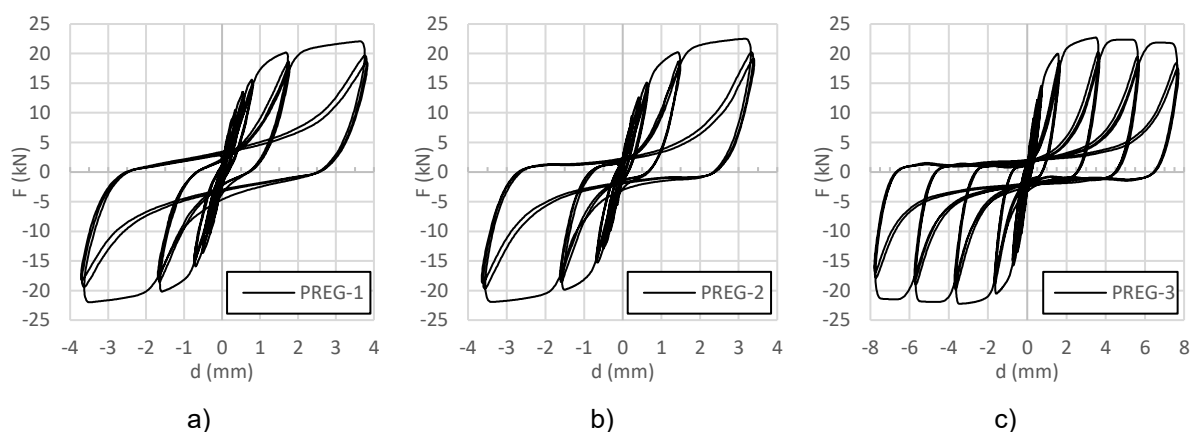


Figura 3.10 – Curvas histeréticas dos ensaios a ligações pregadas. a) PREG-1 b) PREG-2 c) PREG-3

Relativamente à dissipação de energia, ciclos anteriores à cedência revelam valores menores de dissipação, diferindo dos ciclos em regime plástico. É possível verificar também que o primeiro ciclo para cada amplitude após o deslocamento de cedência apresenta uma curva larga em comparação com os ciclos seguintes, dissipando assim mais energia (Figura 3.13). O facto de o primeiro ciclo demonstrar maior resistência e dissipação de energia deve-se ao encostar do conector nas paredes do furo e esmagando a madeira em torno, pelo que nos ciclos seguintes, o furo já se encontra ovalizado (efeito *pinching*).

Foi também avaliada a rigidez secante por cada ciclo, sendo esta definida como o declive da reta que une os dois pontos máximos para cada sentido do carregamento. No entanto, implica a perda de informação relativa à evolução da rigidez do provete durante o carregamento e na respetiva descarga. Com a evolução do ensaio, verifica-se que a rigidez secante apresenta valores superiores para os dois ciclos iniciais que decrescem rapidamente, porém a quebra de rigidez torna-se mais suave entre o

primeiro ciclo de 0,75 mm e o último ciclo de 1 mm. A partir do terceiro ciclo de 1 mm, verifica-se uma outra quebra que corresponde à entrada do provete em regime pós-cedência (Figura 3.12 a)).

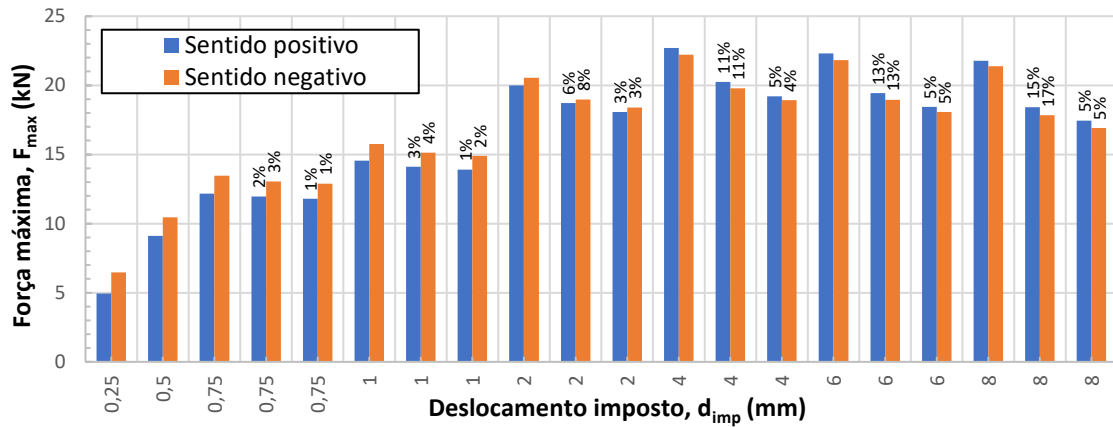


Figura 3.11 – Força máxima atingida por ciclo por sentido de carga do ensaio PREG-3 e percentagem de quebra de resistência em relação ao ciclo anterior para o mesmo nível de deslocamento

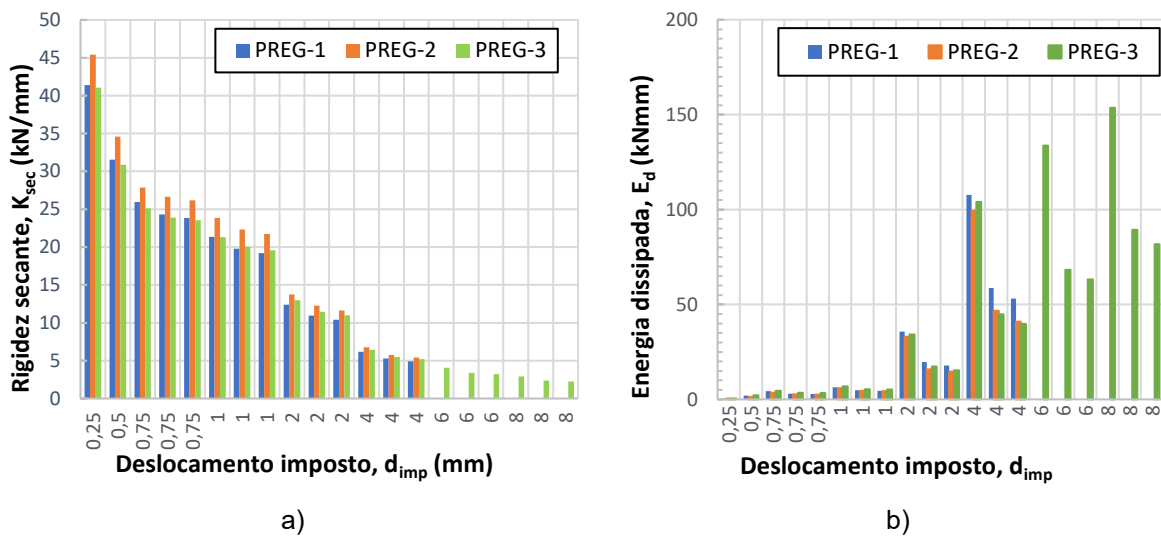


Figura 3.12 – Resultados de a) Rigidez secante por ciclo e b) Dissipação de energia dos 3 ensaios a ligações pregadas

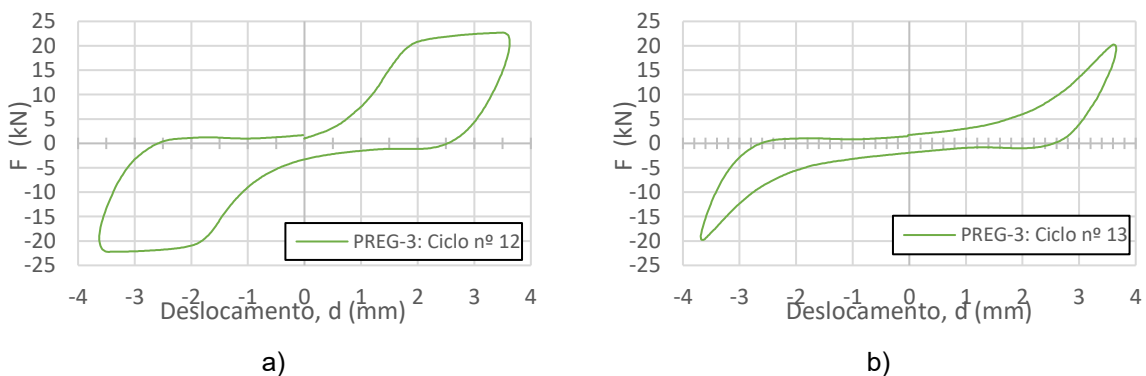
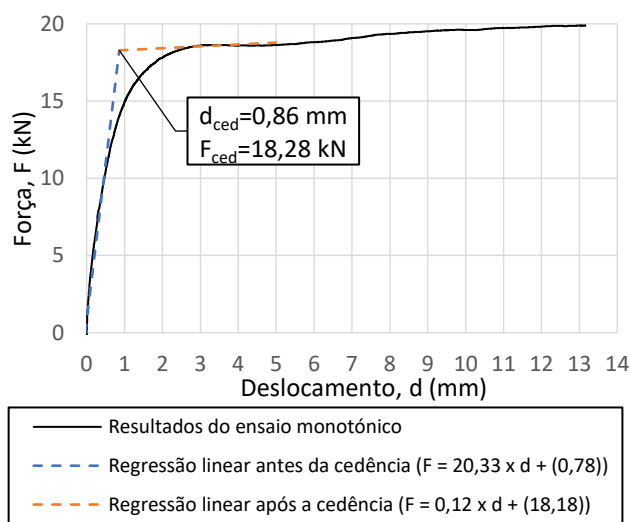


Figura 3.13 – a) Ciclo nº 12 e b) Ciclo nº 13 do ensaio PREG-3 para uma amplitude de deslocamento imposto de 4 mm

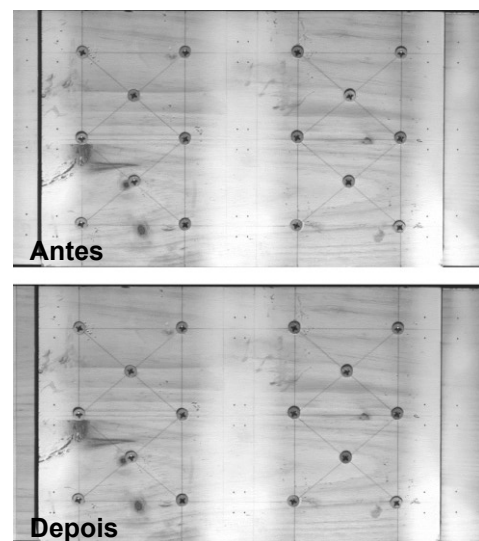
3.3. Ensaios a ligações aparafusadas

Tal como as ligações pregadas, para a definição dos ciclos de carga, foi realizado um ensaio monotónico à tração também a uma velocidade de 1,1 mm/min, tendo sido obtido um ponto de cedência correspondente a uma força de 18,28 kN e um deslocamento de 0,86 mm (Figura 3.14 a)). Como o deslocamento de cedência se aproxima de 1,00 mm, manteve-se o protocolo de carga das ligações pregadas. Tal como nos ensaios anteriores, existiu a necessidade de aumentar o número de ciclos de ensaio para uma melhor definição da curva histerética.

A partir do ensaio monotónico, verificou-se uma ductilidade na ordem dos $\mu = 29,17$, podendo ser superior uma vez que a ligação não entrou em rotura, apenas tendo o ensaio sido interrompido devido aos alvos marcados no provete terem saído da zona de alcance do vídeo extensómetro. A partir dos resultados do vídeo-extensómetro foi possível registar um deslocamento máximo de 13,73 mm (14,28mm medido pela INSTRON®), porém a INSTRON® registou um deslocamento máximo entre garras de 25,09 mm até o ensaio ter sido dado como terminado. Apesar de se ter atingido uma ductilidade de 29,17, a peça não apresentou danos visíveis, com exceção da ovalização dos furos, como é possível verificar na Figura 3.14 b). Na Figura 3.14 a) apresenta-se o gráfico força-deslocamento do ensaio monotónico.



a)



b)

Figura 3.14 – a) Curva força-deslocamento do ensaio monotónico a ligação aparafusada (APAR-C) b) Antes e depois do ensaio monotónico do provete aparafusado com um deslocamento máximo entre garras de 25,09 mm

Na teoria, o nível de esforços presentes no provete não permite a madeira entrar em rotura, sendo a ligação o elo mais fraco e apresentando dano apenas a partir da ovalização dos furos e plastificação dos conectores. Ao considerar a força máxima atingida no ensaio monotónico de 19,97 kN e a secção ao nível das ligações de 250×18 mm², verifica-se que a tensão máxima na madeira é de 4,44 MPa,

sendo esta cerca de metade em relação à classe de resistência característica mais baixa considerada no EC5-1-1 (2004) para tensões paralelas ao fio. Como tal, uma rotura dúctil poderá ocorrer ao nível dos conetores e não da madeira do provete.

Relativamente aos ensaios cíclicos, os provetes, tal como nas ligações pregadas, apresentam curvas histeréticas simétricas como é possível observar na Figura 3.15 e na Figura 3.16, obtendo-se resistências máximas semelhantes em ambos os sentidos do carregamento. Com a evolução dos ensaios verifica-se que a quebra de resistência é maior especialmente entre o primeiro e segundo ciclo para uma dada amplitude, sendo que os valores de resistência tendem a estabilizar após 2 ciclos, tal como é descrito em vários estudos (Popovski *et al.* (2011) e Dinehart & Shenton (1999)) e na norma EN 12512 (2006). Verifica-se também que a rigidez secante por ciclo diminui com o decorrer do ensaio, apresentando uma evolução semelhante à obtida para ligações pregadas (Figura 3.17). No entanto, as ligações aparafusadas apresentam valores inferiores até ao ciclo nº 12 (4 mm) a partir do qual, ambas as ligações revelam valores semelhantes (Figura 3.19). Existe uma quebra na rigidez para os dois primeiros ciclos e uma outra no ciclo nº 8 (3º ciclo de 1 mm), esta última correspondendo à entrada da fase pós-cedência, tal como acontece nos resultados das ligações pregadas.

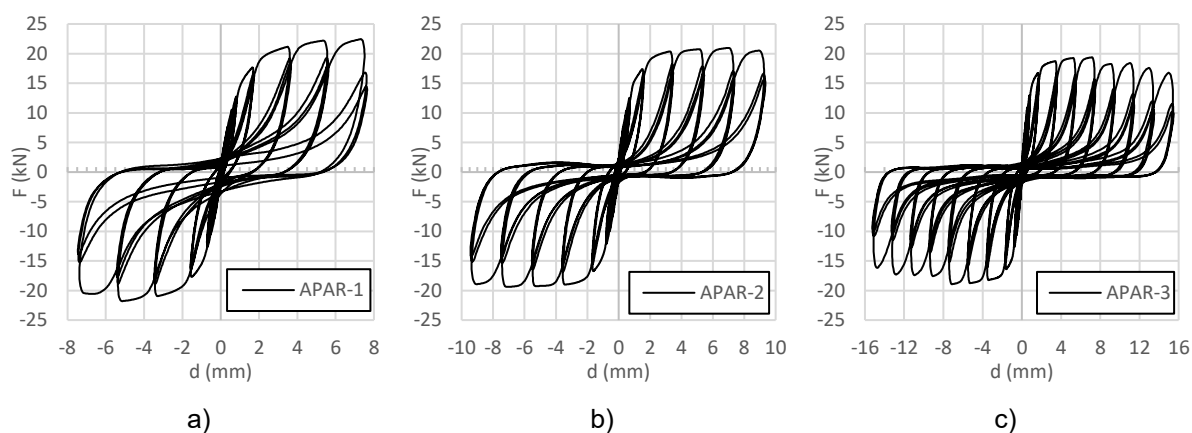


Figura 3.15 – Curvas histeréticas dos ensaios a ligações pregadas. a) APAR-1 b) APAR-2 c) APAR-3

Em termos de força máxima, as ligações aparafusadas demonstram valores médios inferiores por ciclo, tal como é mostrado na Figura 3.20. A diferença entre as duas ligações poderá estar na forma como esta é realizada e na geometria do próprio conector. Nas ligações pregadas, são usados pregos quadrados possibilitando uma distribuição uniforme na parede do furo e paralela ao fio da madeira (Figura 3.18) e aquando da cravação do prego são introduzidas tensões no furo que aumentam o atrito entre o conector e a madeira, melhorando assim a rigidez da ligação. Nas ligações aparafusadas, no momento da introdução do parafuso, as paredes do furo são cortadas pelas estrias do conector, promovendo assim a diminuição da rigidez da ligação. Por outro lado, o parafuso é de secção circular distribuindo tensões não apenas paralelamente ao fio da madeira (Figura 3.18), esmagando as paredes do furo mais facilmente. Contudo, o EC5-1-1 (2004) não faz distinção entre conectores de secção quadrada e circular. A inércia das secções dos conectores é também diferente, sendo que os pregos

usados apresentam uma inércia de cerca de 1,70 vezes superior à da inércia dos parafusos considerando a secção efetiva. Esta relação pode ser também uma das causas para a rigidez das ligações pregadas, para os primeiros ciclos, ser de cerca de 1,40 vezes superior comparativamente à obtida nas ligações aparafusadas.

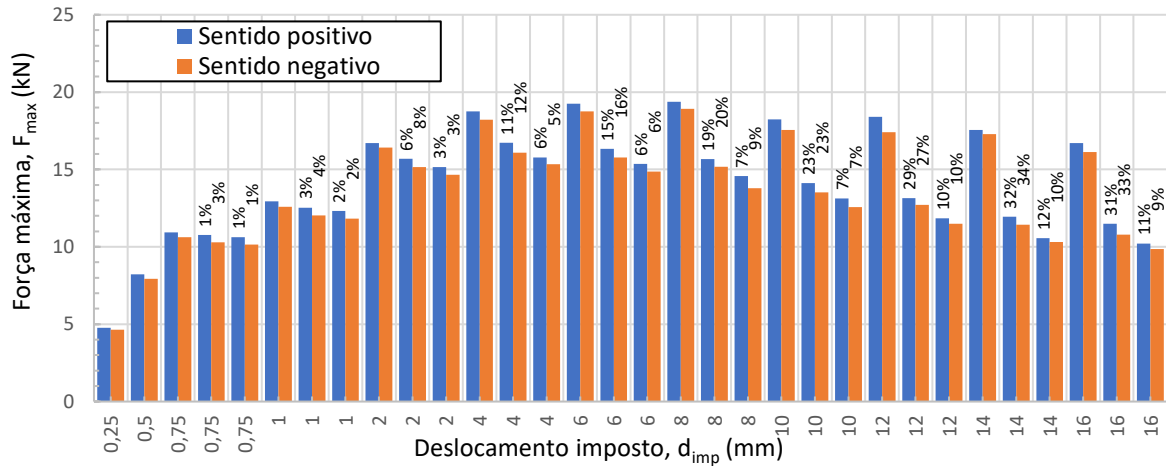


Figura 3.16 – Força máxima atingida por ciclo por sentido de carga do ensaio APAR-3 e percentagem de quebra de resistência em relação ao ciclo anterior para o mesmo nível de deslocamento

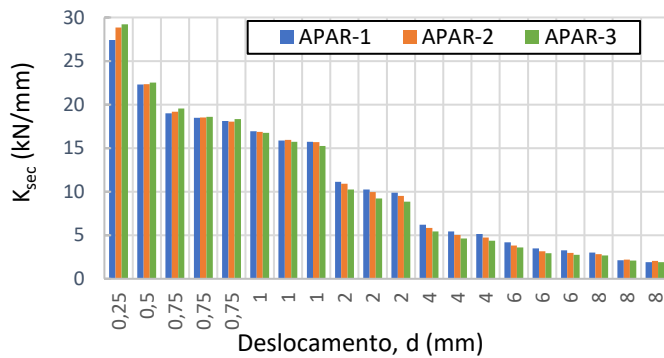


Figura 3.17 – Resultados da rigidez secante por ciclo dos 3 ensaios a ligações aparafusadas

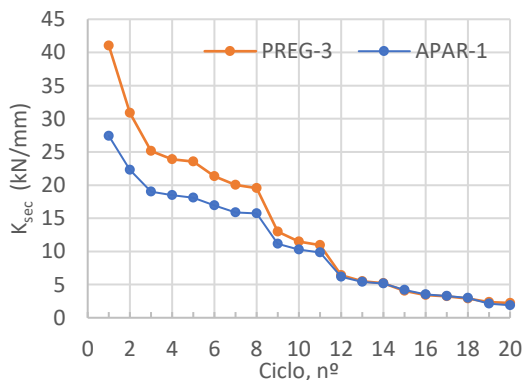


Figura 3.19 – Comparação da rigidez secante entre ligações pregadas e aparafusadas

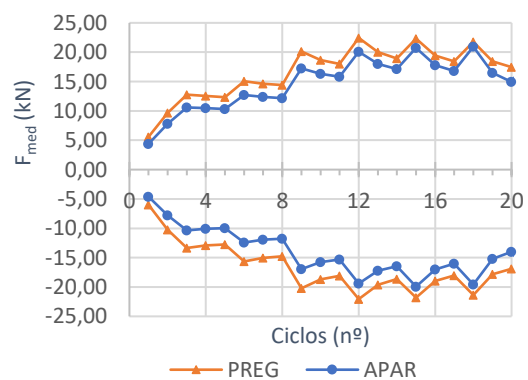


Figura 3.20 – Comparação da resistência média entre ligações pregadas e aparafusadas



Figura 3.18 – Esquema de distribuição de tensões entre secções quadradas e circulares

Relativamente à energia dissipada entre ciclos (Figura 3.21), verifica-se que para deslocamentos anteriores à cedência, as ligações aparafusadas têm uma baixa dissipação, sendo que posteriormente, as curvas histeréticas começam a ser mais largas, principalmente no primeiro ciclo de cada deslocamento imposto onde é possível verificar um maior nível de dissipação. Tal como nas ligações pregadas, este efeito deve-se ao efeito *pinching*. Ao comparar a energia dissipada entre ligações pregadas e aparafusadas, verifica-se que as ligações pregadas apresentam na maioria dos ciclos maiores níveis de dissipação (Figura 3.22).

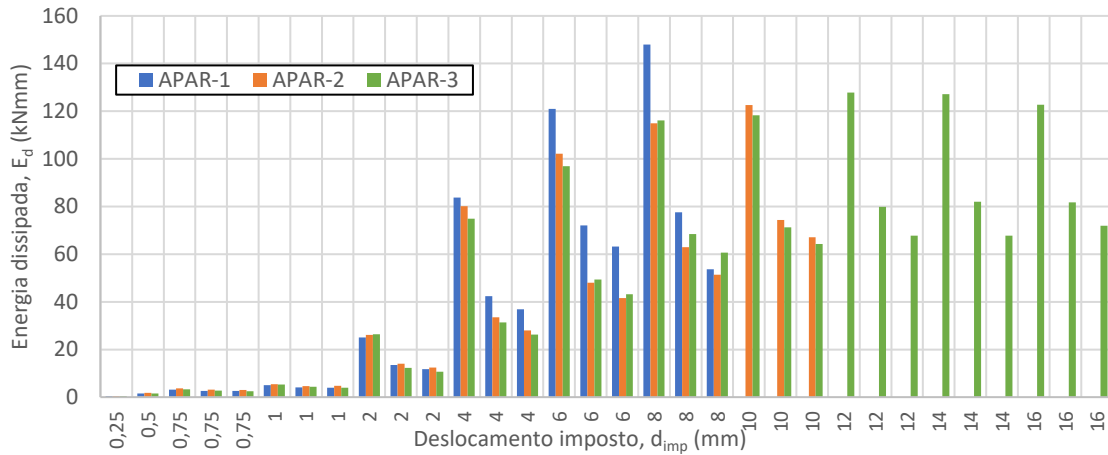


Figura 3.21 – Evolução da energia dissipada dos três ensaios dinâmicos por ciclo

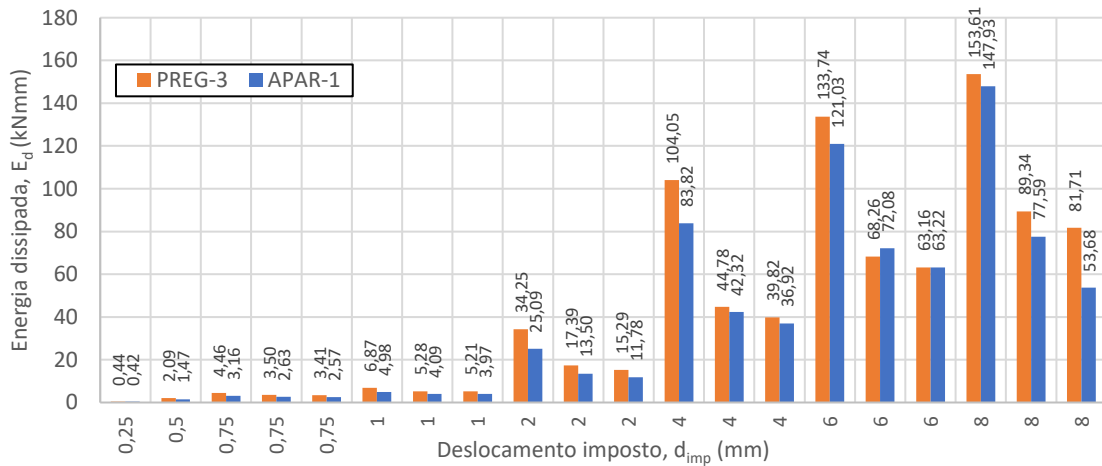


Figura 3.22 – Comparação da evolução da energia dissipada dos ensaios PREG-3 e APAR-1

3.4. Ensaaios a ligações coladas

Tal como nas ligações anteriores, foi ensaiado à tração um provete colado para definir o ponto de cedência e posteriormente os ciclos correspondentes para os ensaios dinâmicos (Figura 3.23). No entanto, verificou-se que as ligações coladas são bastante mais rígidas que as ligações ensaiadas anteriormente, tendo o provete sofrido uma rotura prematura na zona de aperto, como é possível verificar na Figura 3.24. Como não foi possível assim determinar o ponto de cedência no ensaio à tração do provete colado, optou-se por considerar para os ensaios cíclicos desta ligação a amplitude de ciclos anteriormente definida para as ligações pregadas e aparafusadas.

Não foram obtidos resultados relevantes a partir dos ensaios cíclicos em termos de resistência da ligação, tendo o ensaio COL-3 entrado em rotura logo nos primeiros ciclos. Ao ser aplicada a pressão mínima de aperto de 20 bar nas extremidades do provete, a madeira sofre esmagamento e é formada uma cunha nestas zonas, promovendo o escorregamento entre as garras da INSTRON® e o provete. As ligações coladas sendo mais rígidas, torna o efeito do escorregamento dos provetes mais visível comparativamente com as ligações anteriores. Este efeito é verificado na Figura 3.26 onde é possível observar, para os dois primeiros ciclos, uma maior diferença entre os deslocamentos impostos pela INSTRON® (0,25 mm e 0,50 mm) e os deslocamentos medidos entre alvos comparativamente com as ligações com conetores metálicos. Posteriormente, a rotura desenvolveu-se nas zonas de aperto e não nas ligações, uma vez que estas são zonas mais frágeis, tendo já sofrido esmagamento (Figura 3.25 a) e b)).

Apesar dos resultados não serem conclusivos relativamente à força máxima da ligação e da existência do efeito de escorregamento dos provetes nas garras do equipamento, verifica-se que as curvas histeréticas demonstram uma rigidez secante semelhante entre ensaios (Figura 3.25 c)) e com reduzida dissipação de energia por ciclo, seguindo um comportamento linear até à rotura. Ao comparar os resultados dos 3 ensaios, o ensaio COL-2 foi o que sofreu maiores escorregamentos do provete, sendo visível um deslocamento da curva no sentido dos deslocamentos positivos e uma assimetria em relação ao sentido de carga. Contudo, apresenta um declive entre pontos máximos semelhante a todos os outros ensaios (Figura 3.26 a)). De notar que a rigidez secante obtida é próxima da rigidez da curva força-deslocamento do ensaio monotónico de 67,48 kN/mm.

Após a rotura no apoio, verifica-se uma assimetria acentuada no sentido da carga, com níveis de resistência no sentido negativo devido à restrição dos deslocamentos mesmo após a rotura do provete. Para obter uma melhor definição das curvas e melhores resultados em termos de rigidez e resistência, o esquema de ensaio deve ser modificado de forma a prever eventuais escorregamentos do provete, reduzir o esmagamento da madeira nas zonas de fixação e forçar a rotura pela ligação. Considerando que a madeira apresenta uma resistência inferior à ligação, a rotura surge em zonas enfraquecidas dos provetes, que neste caso são os pontos de ligação com o equipamento.

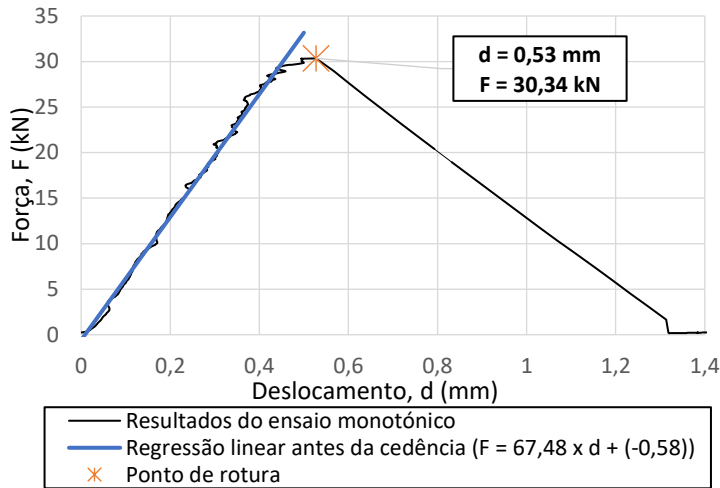


Figura 3.23 – Curva força-deslocamento do ensaio monotônico da ligação colada (COL-C)

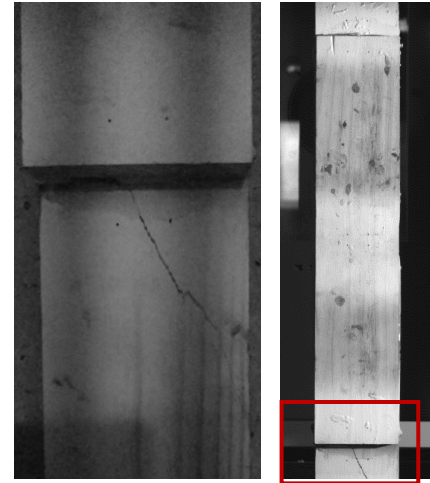


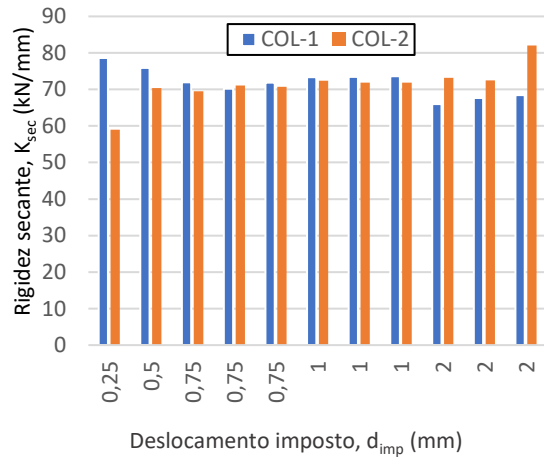
Figura 3.24 – Zona de ruptura do provete COL-C



a)

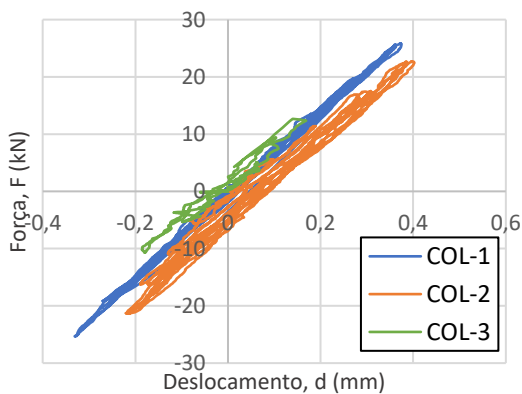


b)

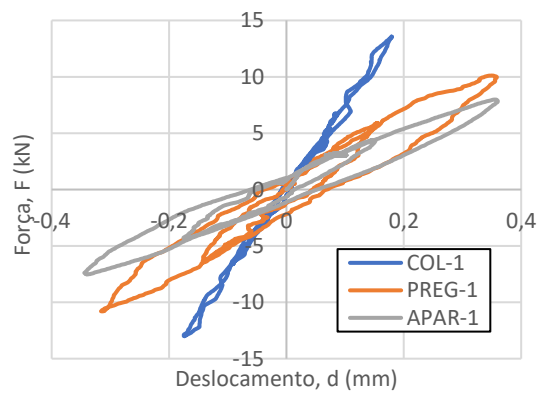


c)

Figura 3.25 – a) Rotura do provete b) Esmagamento da madeira na zona de fixação com a INSTRON® c) Evolução da rigidez secante ao longo dos ensaios a ligações coladas



a)



b)

Figura 3.26 – a) Curvas histeréticas dos ensaios COL-1 e COL-2 anteriores à rotura b) Comparação das curvas histeréticas dos 2 primeiros ciclos entre os 3 tipos de ligações.

3.5. Modelação das ligações ensaiadas e validação de parâmetros

Com o intuito de validar as hipóteses consideradas na modelação da estrutura e das respetivas ligações, realizou-se a modelação das ligações com conetores metálicos: ligações aparafusadas e pregadas. Os ensaios às ligações coladas não permitiram definir o seu ponto de cedência nem obter conclusões relativamente ao seu comportamento pós-cedência, pelo que a respetiva modelação passou por considerar a ligação como frágil, estabelecendo à partida um deslocamento máximo de 0,50 mm e considerando a média da rigidez secante obtida nos ensaios, 71,61 kN/mm.

Relativamente às ligações com conetores metálicos, foram agregados os resultados dos três ensaios e posteriormente realizada uma regressão linear para cada fase: elástica e plástica. Com base nas retas obtidas, modelou-se um elemento *link* no programa SAP 2000® (CSI V20.0.0, 2017). O programa de cálculo fornece algumas hipóteses de escolha em termos de tipos de curvas histeréticas, porém, apenas a curva do tipo pivot é versátil o suficiente para considerar a perda de rigidez das ligações após o primeiro ciclo para um dado deslocamento, sendo esta curva sugerida por Porcu (2017). A curva do tipo pivot, desenvolvida por Dowel, Wilson e Seible (1998) (Figura 3.27) e que se baseia nas características não lineares dominantes da estrutura, foi idealizada para estruturas de betão armado. Contudo os parâmetros que a compõem tornam-na bastante flexível para acomodar curvas histeréticas de diversas naturezas, garantindo que as seguintes regras geométricas da curva se verifiquem:

- A rigidez de descarga diminui com o aumento da ductilidade da estrutura, tendendo sempre para um ponto em comum, *pivot point*;
- A reta de descarga intersecta o prolongamento da reta de rigidez elástica, ponto ao qual é dada a designação de *pinching pivot point*;

Ao observar as curvas histeréticas das ligações (Figura 3.27 a) e b)), verifica-se que estas cumprem com os requisitos estabelecidos anteriormente, uma vez que o seu comportamento de descarga tende para um ponto e apresenta uma diminuição do declive inicial com a evolução dos ciclos, sendo esta mais perceptível nas ligações aparafusadas. Os parâmetros que definem a curva histerética do tipo pivot são os seguintes:

- α_n : Define a localização do ponto *pivot* consoante o quadrante n relacionando-o com a rigidez elástica da estrutura e o respetivo ponto de cedência ($F_{n,P} = \alpha_n F_{ced}$; $d_{n,P} = F_{n,P}/K_{el}$);
- β_n : Define a localização do *pinching pivot point* que corresponde à interseção da curva de descarga com a reta de rigidez elástica consoante o quadrante n , relacionando-o com a rigidez elástica da estrutura e o respetivo ponto de cedência ($F_{n,PP} = \beta_n F_{ced}$; $d_{n,PP} = F_{n,PP}/K_{el}$).

O programa de cálculo considera também um parâmetro η que, quando diferente de zero, corresponde ao modelo pivot modificado. Este parâmetro modifica a posição do ponto pivot no eixo das abcissas

após o regime elástico num fator constante ao longo dos ciclos, porém não foi considerado para a modelação das curvas.

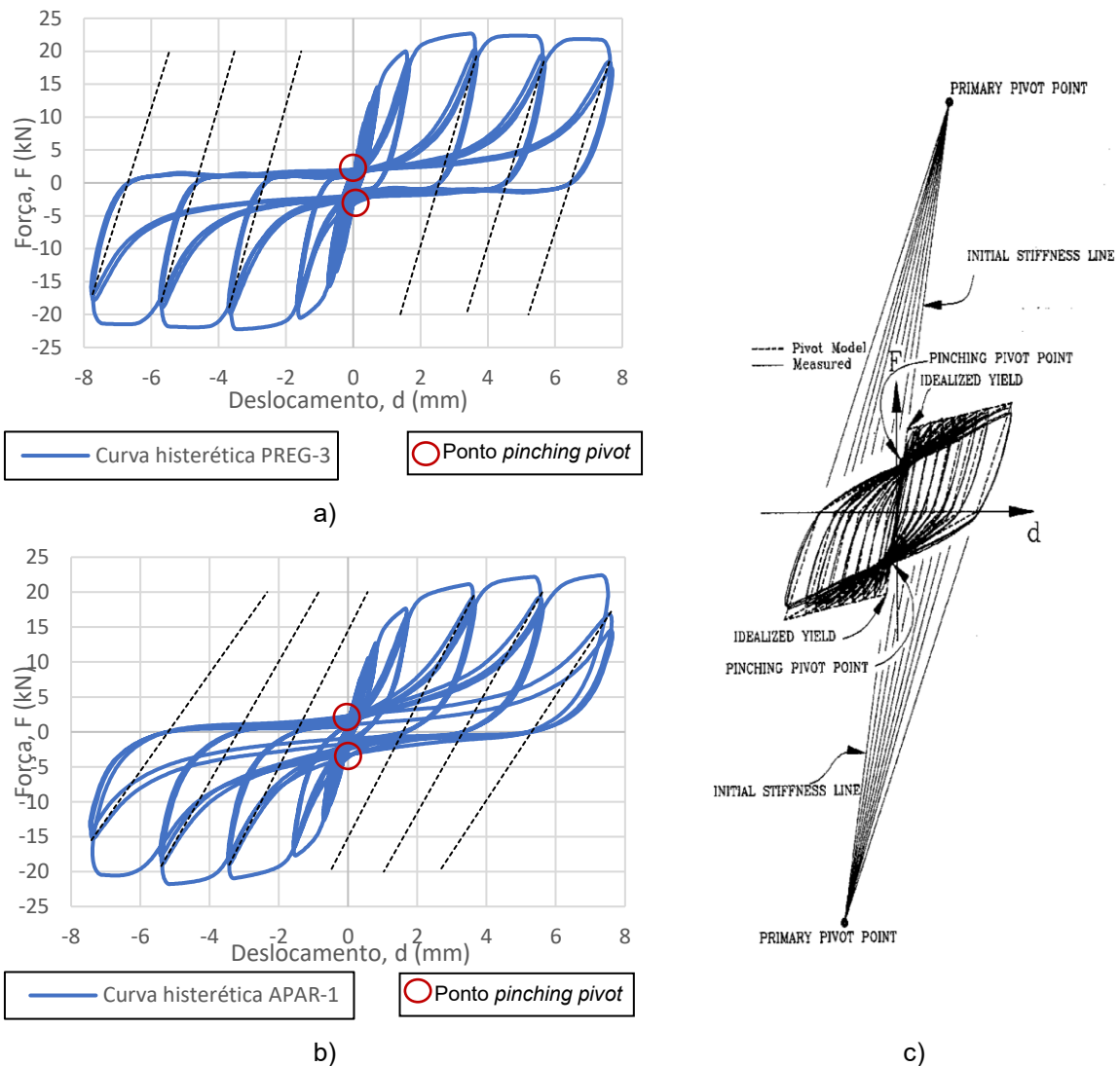


Figura 3.27 – Curvas histeréticas das ligações a) pregadas e b) aparafusadas e as respetivas retas de descarga segundo as curvas do modelo do tipo Pivot c) Esquema explicativo do modelo histerético Pivot (Dowel *et al.*, 1998)

Com o intuito de simular os ensaios, realizou-se um modelo simplificado das ligações com as características obtidas a partir dos resultados, tendo estes sido agregados para cada ensaio considerando a respetiva envolvente da curva histerética. A envolvente de cada tipo de ligação foi obtida considerando-se os pontos máximos de cada ciclo, tendo sido posteriormente realizada uma regressão linear dos troços elástico e plástico. Apesar dos resultados demonstrarem simetria em relação ao sentido do carregamento, foram considerados troços com resistência e rigidez inferior para a modelação de uma envolvente perfeitamente simétrica.

Para a calibração dos parâmetros da curva *pivot*, foi considerada uma curva teórica e ajustada por observação às curvas obtidas nos ensaios (Anexo C) para a obtenção do parâmetro α_n e considerados os valores das curvas quando estas intersectam o eixo das ordenadas para o parâmetro β_n . Para o cálculo deste último foi considerada uma média das forças para deslocamentos próximos de zero após a cedência dos provetes, estando estes valores tabelados no Anexo C. Os parâmetros obtidos encontram-se resumidos na Tabela 3.2, tal como as respetivas características para modelação dos elementos *link* no programa de cálculo. As curvas do modelo numérico encontram-se na Figura 3.28. Após a modelação, realizou-se a validação do modelo ao comparar as resistências e rigidezes obtidas e a energia dissipada por ciclo.

Relativamente à resistência e rigidez secante obtidas através do modelo numérico, verifica-se que se obtêm valores similares em relação aos ensaios das ligações (Figura 3.29), porém o modelo apresenta valores de resistência máxima inferiores no primeiro ciclo de cada deslocamento e nos ciclos iniciais. A rigidez secante é também inferior nos primeiros ciclos, aproximando-se dos valores reais a partir do ciclo nº 8 (3º ciclo de 1 mm). Ao analisar a energia dissipada verifica-se que esta deixa de ser representativa a partir dos últimos dois ciclos para um deslocamento de 8 mm, com um erro superior a 90 % do valor real. É possível observar na Figura 3.30 que, em ambas as ligações, a energia dissipada aproxima-se mais à realidade no 1º ciclo de cada deslocamento imposto, sendo menos representativa nos dois ciclos seguintes. Ao isolar o ciclo nº 9 (Figura 3.32) do modelo e do ensaio APAR-3, verifica-se que a forma da curva se mantém bastante semelhante, apesar da curva modelada não apresentar o efeito de arco na descarga. Contudo, para o ciclo 20 (Figura 3.33), as formas das curvas diferem bastante uma da outra principalmente durante o carregamento. Tal pode ser explicado pela desvantagem da curva *pivot* não ser capaz de reproduzir o efeito *pinching*, comum em ligações realizadas a partir de conetores metálicos, obtendo assim valores de energia dissipada superiores como é possível verificar na Figura 3.30.

A modelação das ligações com recurso à curva histerética do tipo *pivot* apresenta resultados satisfatórios e próximos da realidade, com exceção da energia dissipada por ciclo que tende a ser superior. Como a energia dissipada a partir do ciclo nº 19 (2º ciclo de 8 mm) apresenta valores muito superiores comparativamente aos ensaios, o deslocamento máximo para a modelação das ligações foi considerado de 8 mm (Figura 3.31). Posteriormente, ao analisar os reforços propostos, a energia dissipada obtida poderá ser superior à realidade, mesmo considerando este deslocamento máximo. De notar também que a rigidez após a cedência das ligações pregadas é superior à das ligações aparafusadas, uma vez que foram realizados mais ciclos para este último tipo de ligação, não sendo assim possível comparar diretamente ambos os valores.

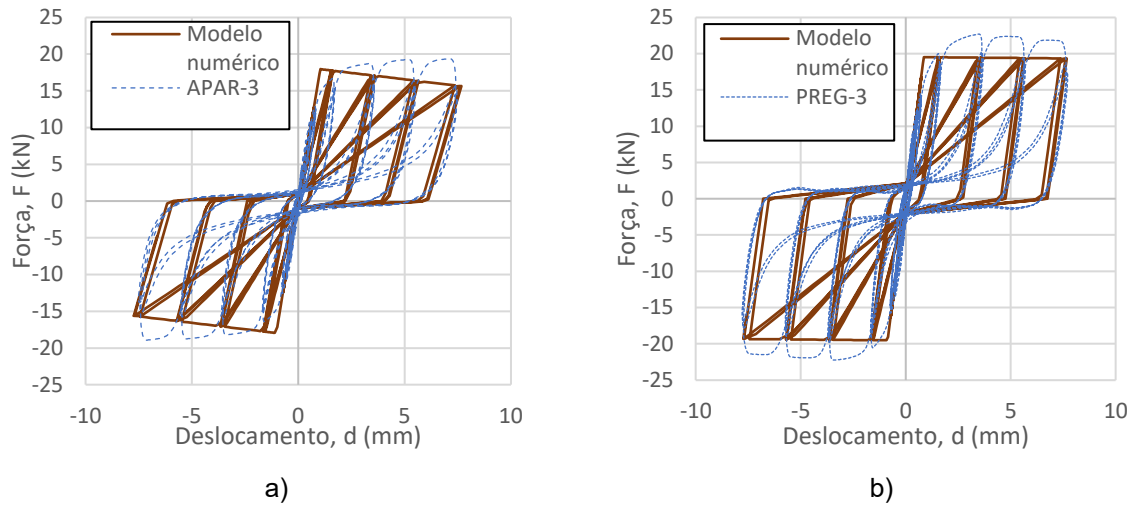


Figura 3.28 – Comparação da curva histórica entre os resultados do modelo numérico e ensaios a) Ligações aparafusadas; b) Ligações pregadas

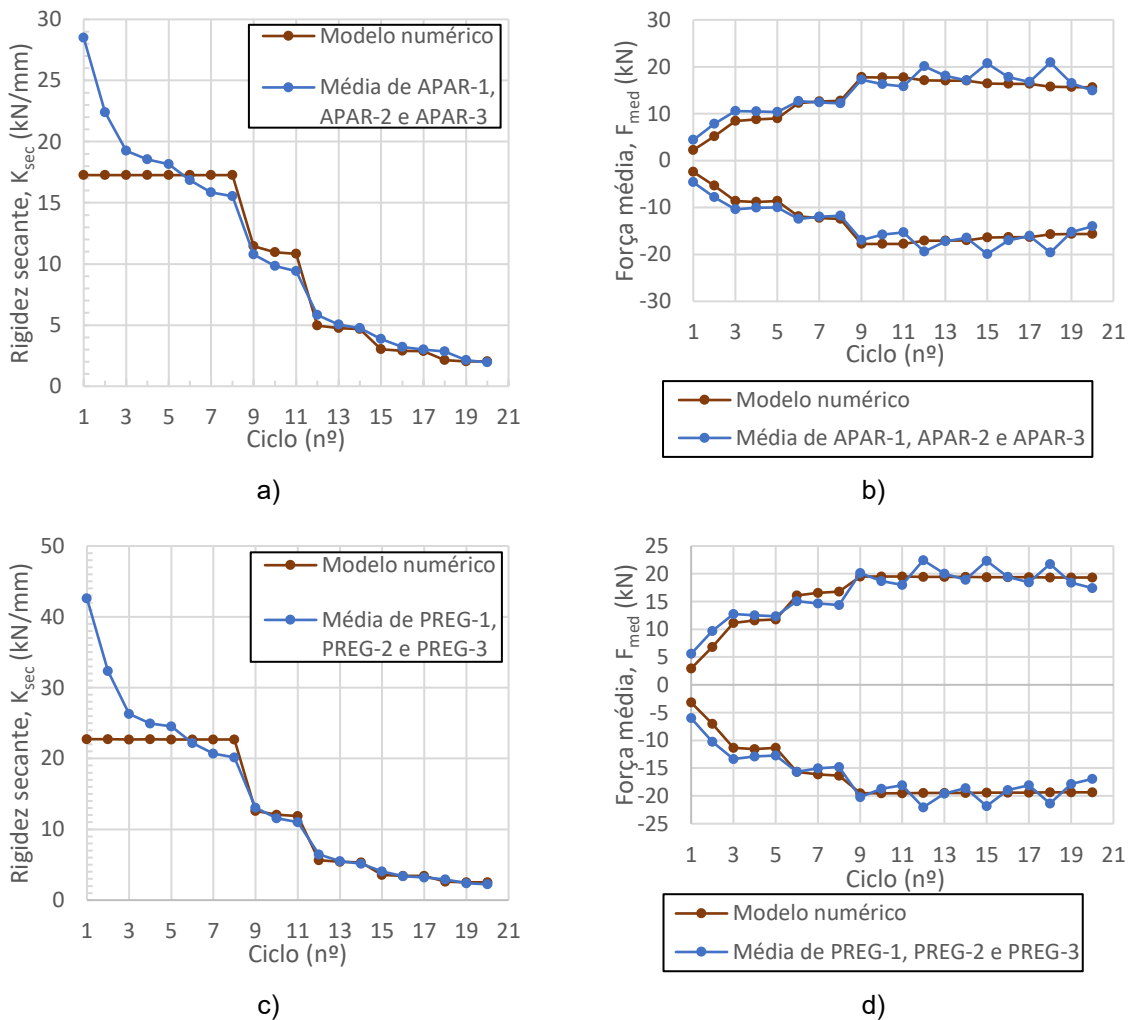
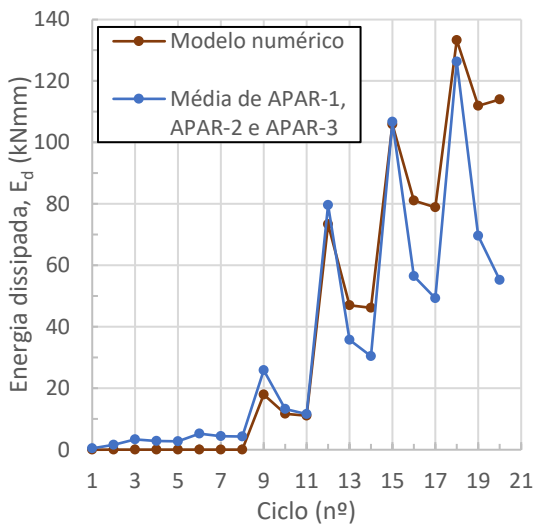
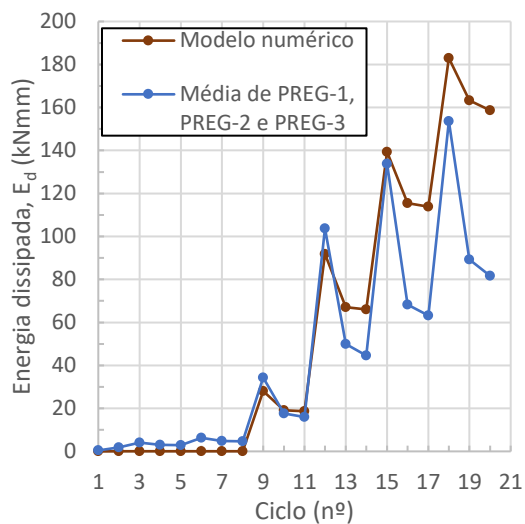


Figura 3.29 – Comparação entre modelo numérico e ensaios. Ligações aparafusadas: a) Rigidez secante por ciclo; b) Força máxima por ciclo. Ligações pregadas: c) Rigidez secante por ciclo; d) Força máxima por ciclo



a)

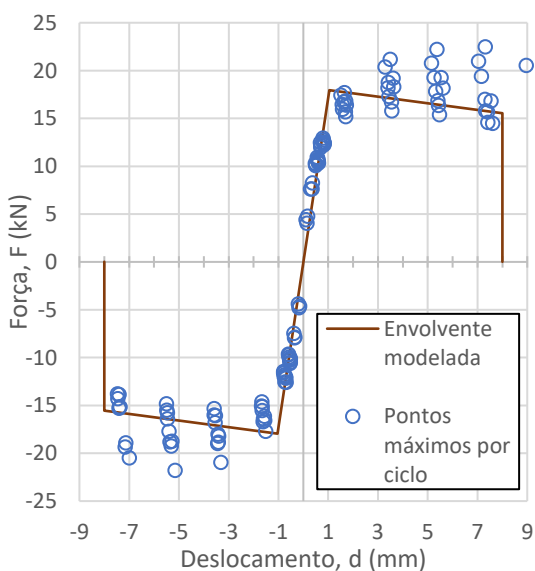


b)

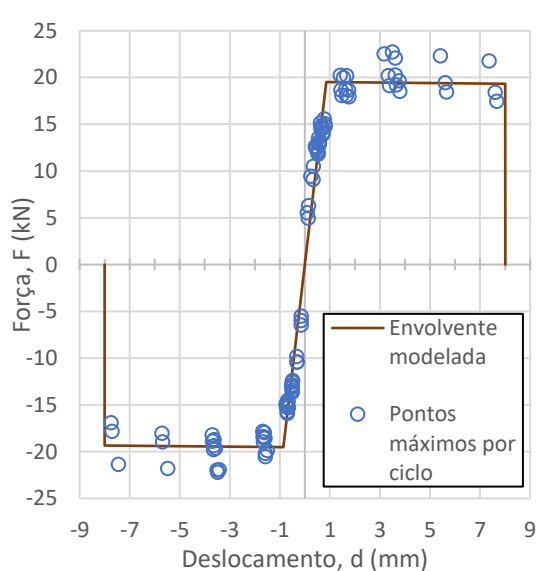
Figura 3.30 – Comparação entre modelo numérico e ensaios. a) Energia dissipada em ligações aparafusadas; b) Energia dissipada em ligações pregadas

Tabela 3.2 — Parâmetros que caracterizam o elemento *link* no modelo numérico dos ensaios

Ligação	α_1	α_2	β_1	β_2	F_{ced} (kN)	d_{ced} (mm)	K_{el} (kN/mm)	K_{pt} (kN/mm)
Aparafusada	8	8	0,06	0,06	17,95	1,04	17,21	-0,35
Pregada	100	100	0,11	0,11	19,52	0,86	22,79	-0,03



a)



b)

Figura 3.31 – Envoltória histerética modelada de a) ligações aparafusadas; b) ligações pregadas

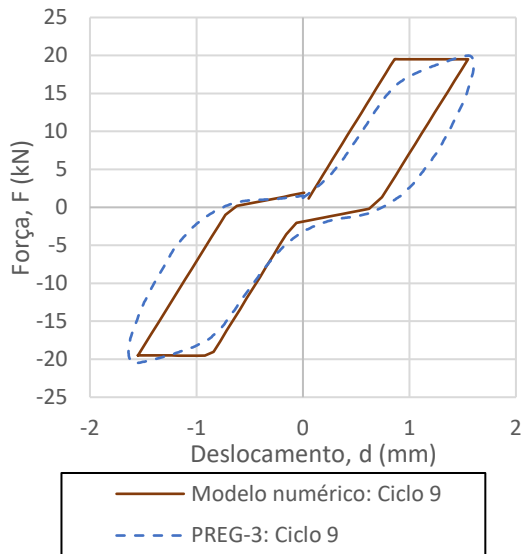


Figura 3.32 – Ciclos 9 isolados para comparação entre ensaio PREG-3 e modelo numérico

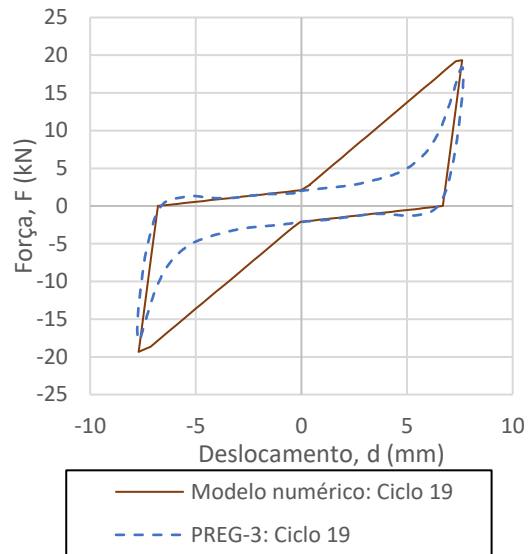


Figura 3.33 – Ciclos 19 isolados para comparação entre ensaio PREG-3 e modelo numérico

Após a validação da curva histerética do tipo pivot para a modelação das ligações com conetores metálicos a partir dos resultados obtidos nos ensaios laboratoriais, é necessário converter as rigidezes dos troços elástico e plástico, uma vez que cada provete ensaiado engloba duas ligações em série. É assim necessário transformar a rigidez do provete, K_T , para uma rigidez de uma única ligação, K_{lig}^{ens} , segundo a Equação (3.1). Os resultados de cada ligação ensaiada encontram-se resumidos na Tabela 3.3.

$$\frac{1}{K_T} = \frac{1}{K_{lig}^{ens}} + \frac{1}{K_{lig}^{ens}} \Leftrightarrow K_{lig}^{ens} = 2 \times K_T \quad (3.1)$$

Tabela 3.3 — Resultados e parâmetros de modelação de uma única ligação

Ligação	α_1	α_2	β_1	β_2	F_{ced}^{ens} (kN)	$K_{lig,el}^{ens}$ (kN/mm)	$K_{lig,pl}^{ens}$ (kN/mm)
Aparafusada	8	8	0,06	0,06	17,95	34,42	-0,70
Pregada	100	100	0,11	0,11	19,52	45,58	-0,06
Colada	-	-	-	-	35,81*	143,22	-

(*) Valor considerando um deslocamento máximo de corte dos provetes (2 ligações) de 0,5 mm

4. Descrição e modelação do pavimento não reforçado

Como referido anteriormente, a presente dissertação baseia-se no estudo de um dos pavimentos de madeira executado por Fragomeli (2015) o qual foi ensaiado para duas situações de reforço: pregagens dispostas em ziguezague (Fragomeli, 2015) e malha ortogonal de barras de aço (Nunes, 2017). Em ambos os casos, o pavimento não atingiu a rotura, mas sofreu danos visíveis em torno das ligações.

Este capítulo tem o intuito de apresentar as propriedades físicas e geométricas do pavimento e reproduzir a estrutura numericamente. É também realizada uma caracterização dos materiais e descrita a modelação do pavimento original com base nos ensaios realizados por Fragomeli (2015) e nos ensaios a ligações pregadas.

4.1. Descrição do pavimento não reforçado

Fragomeli (2015) executou dois pavimentos de madeira para serem ensaiados com base em técnicas de construção comuns em edifícios antigos de Lisboa. Numa das estruturas foram usados pregos irregulares pombalinos e na segunda apenas pregos recentes com secção circular lisos. Após a campanha experimental, o pavimento com pregos pombalinos (estrutura original) apresentou melhores resultados em termos de dissipação de energia, rigidez e resistência quando comparado com o segundo painel (estrutura reforçada), mas resultou em ligações fraturadas pelo que os ensaios posteriores foram conduzidos no segundo pavimento, sendo este considerado como original.

Para a construção da estrutura, Fragomeli (2015) recorreu a tábuas para o soalho e barrotos para os vigamentos. As dimensões dos elementos são apresentadas na Tabela 4.1, juntamente com um esquema do pavimento na Figura 4.1. As tábuas do soalho foram pregadas com dois pregos em ziguezague em todas as intersecções com os vigamentos principais (Figura 4.2). Nas extremidades do soalho foram aplicadas duas vigas de bordo de forma a aplicar o carregamento o mais uniforme possível pela estrutura. As ligações do soalho com as vigas de bordo foram executadas a partir de um único parafuso e porca (M10 x 360 – 8.8) por cada tábua, não restringindo as rotações destes elementos no plano do pavimento (Figura 4.3).

Tabela 4.1 — Dimensões dos elementos constituintes do pavimento original

Elemento	Secção		Comprimento (mm)
	<i>h</i> (mm)	<i>b</i> (mm)	
Soalho	180	22	1800
Viga interior	140	140	3420
Viga de bordo	220	140	3420

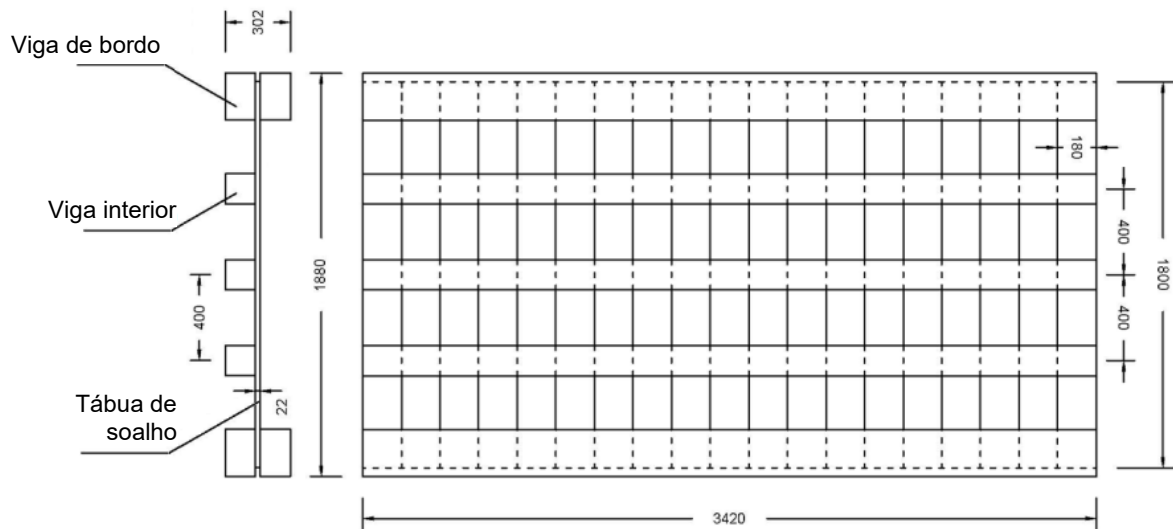


Figura 4.1 - Esquema do pavimento sem reforço. (Dimensões em mm) (Fragomeli, 2015)

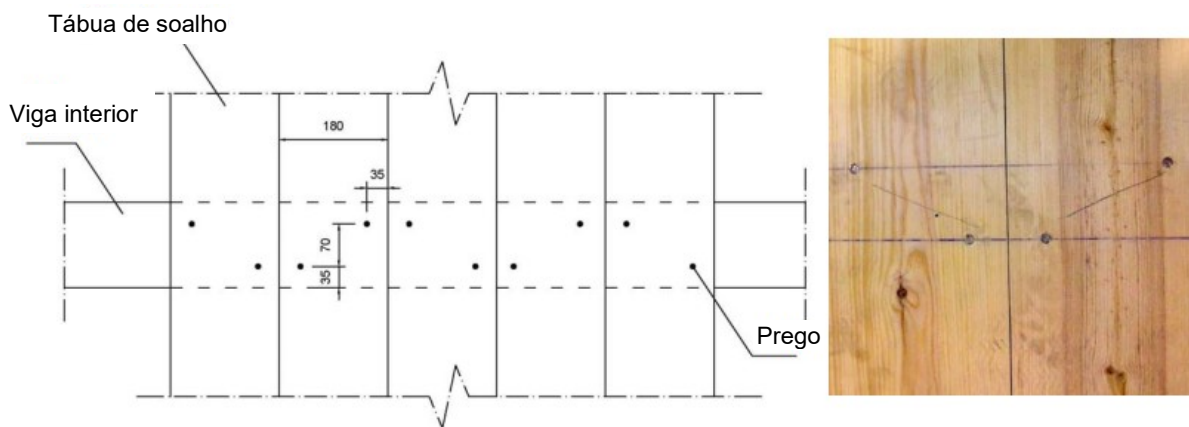


Figura 4.2 - Esquema da disposição de pregos nas interseções entre as tábuas e as vigas interiores. (Dimensões em mm) (Fragomeli, 2015)

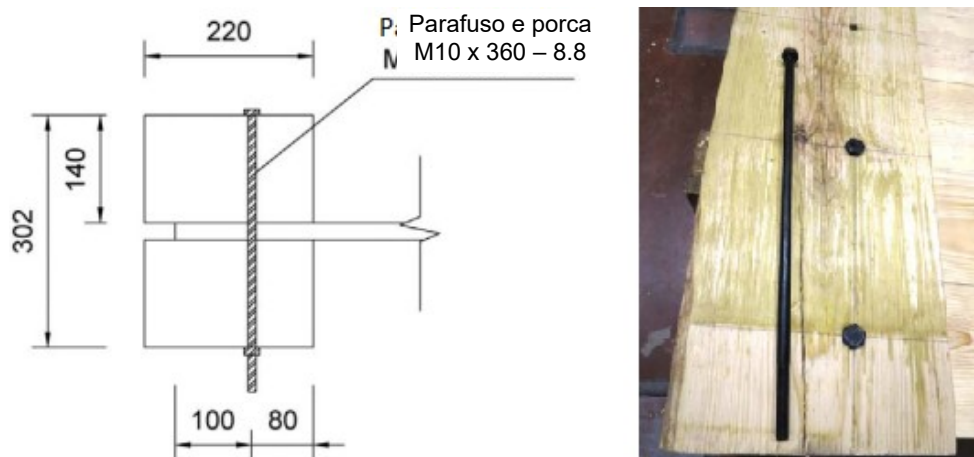


Figura 4.3 - Esquema das ligações com as vigas de bordo. (Dimensões em mm) (Fragomeli, 2015)

4.1.1. Características geométricas e mecânicas

No programa de cálculo, SAP 2000®, realizou-se a modelação da madeira como um material ortotrópico. Apesar da madeira ter um comportamento anisotrópico, apenas se irá realizar uma análise no plano do pavimento. As características físicas e mecânicas da madeira usada na estrutura encontram-se na Tabela 4.2, tendo estas sido deduzidas a partir de ensaios realizados por Fragomeli (2015). Os coeficientes de Poisson considerados foram baseados no tipo de madeira usado (pinho) e na bibliografia existente (Forest Products Laboratory, United States Department of Agriculture, 1999). Todos os elementos constituintes do pavimento foram modelados com o elemento finito tipo *frame* com as respetivas secções resumidas na Tabela 4.1.

Tabela 4.2 — Propriedades físicas e mecânica inseridas no modelo SAP 2000®

Densidade, ρ_m	570 kg/m ³
Peso volúmico, γ_m	5590 kN/m ³
Módulo de elasticidade longitudinal, E_l	5500 MPa
Módulo de elasticidade transversal, E_t	183 MPa
Módulo de distorção, G	344 MPa
Coefficiente de Poisson, ν_{12}	0,3
Coefficiente de Poisson, ν_{13}	0,3

4.2. Modelação do pavimento não reforçado

A modelação do pavimento foi baseada na descrição feita por Fragomeli (2015) e resumida anteriormente. Foi desenvolvido o modelo numérico no programa de cálculo, SAP 2000®, de forma a realizar análises não lineares para a determinação de esforços e deslocamentos.

A validação do modelo numérico baseou-se nas curvas histeréticas apresentadas por Fragomeli (2015) e nos resultados obtidos nos ensaios a ligações pregadas, que permitiram a definição da rigidez e da resistência das ligações entre os elementos do pavimento.

4.2.1. Modelação geral

A modelação do pavimento tem como propósito simular os ensaios cíclicos ao pavimento original realizados por Fragomeli (2015) de forma a ser possível comparar os resultados obtidos e calibrar o modelo. Como tal, os elementos *frame* foram posicionados coincidentes com o centro de gravidade de cada secção em relação à estrutura, criando um desnível entre elementos que posteriormente foram ligados através de elementos de ligação, *links* parametrizáveis (Figura 4.4). As ligações entre as tábuas de soalho e as vigas interiores foram caracterizadas de acordo com a descrição realizada na secção seguinte (Secção 4.2.2). Relativamente às vigas de bordo, estas foram ligadas ao soalho a partir de

links rígidos e aplicado aos elementos do soalho uma libertação de momentos em torno da direção perpendicular ao pavimento (direção z representada na Figura 4.5) de forma a representar a ligação parafuso e porca descrita na secção 4.1.

Em termos de condições de fronteira, o esquema de ensaio de Fragomeli (2015) considera um encastramento no bordo oposto ao carregamento, tendo sido aplicado aos nós das vigas de bordo inferior apoios que restringem deslocamentos verticais e transversais ao pavimento (eixo y e z), com exceção de um nó (nó 400), o qual foi impedido de se movimentar na horizontal (eixo x) (Figura 4.5). A reação deste ponto será depois usada para traçar a curva histerética do modelo.

Com o intuito de representar os deslocamentos impostos ao pavimento por parte das paredes de empena em situações reais e de forma a simular a situação laboratorial realizada por Fragomeli (2015), foram introduzidos deslocamentos nos nós das vigas de bordo superiores de modo a ser transmitida à estrutura um carregamento uniforme. A análise foi efetuada de forma a que não existissem deslocamentos para fora do plano, tal como nos ensaios laboratoriais a partir de apoios transversais aplicados à estrutura (Figura 4.6).

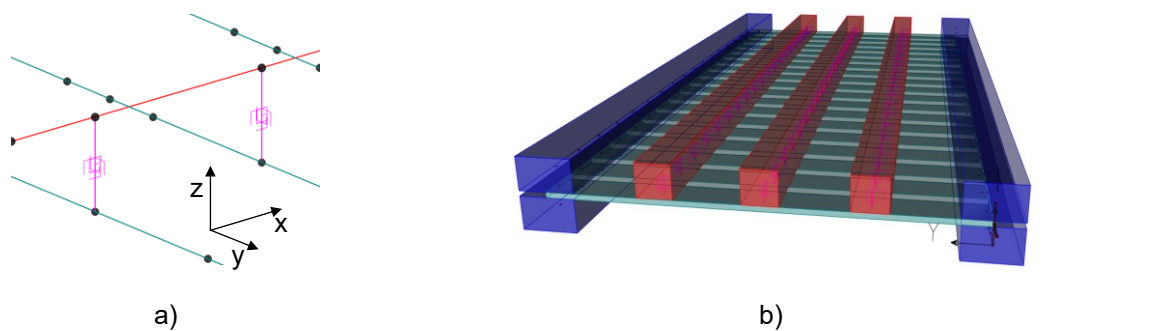


Figura 4.4 – a) Desnível entre elementos *frame* ligados por meio de *links*; b) Prespetiva 3D do modelo numérico

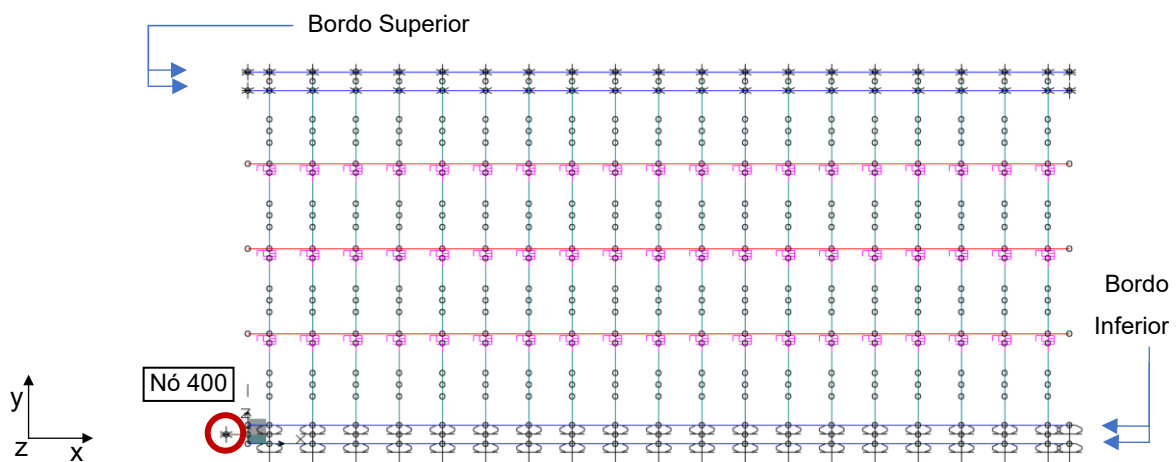


Figura 4.5 – Visão geral do modelo numérico



Figura 4.6 – Esquema de ensaio ao pavimento original desenvolvido em laboratório por Fragomeli (2015)

4.2.2. Modelação das ligações

As ligações nas intersecções entre as vigas principais e as tábuas de soalho foram modeladas de forma a calibrar e aproximar o modelo aos resultados obtidos por Fragomeli (2015), sendo distinguidos dois tipos de valores nos parágrafos seguintes, valores relativos aos ensaios a ligações pregadas e valores extrapolados para as ligações executadas por Fragomeli (2015). As ligações consideradas foram apenas entre as vigas principais e as tábuas de soalho, estando estas a funcionar ao corte. As ligações entre o soalho e as vigas de bordo, como referido anteriormente, foram consideradas como rotuladas.

A rigidez de corte considerada nos elementos *link* do modelo foi baseada nos ensaios cíclicos a ligações pregadas descritos na Secção 3.2. Devido às diferenças da madeira usada, do número e diâmetro de conetores entre as ligações do pavimento e as ligações pregadas ensaiadas, foi necessário extrapolar os resultados obtidos consoante as características das ligações executadas por Fragomeli (2015). Esta extrapolação baseou-se na recomendação prevista no EC5-1-1 (2004) em que relaciona a densidade média da madeira, ρ_m (kg/m^3), e o diâmetro do conetor, Φ (mm), com a rigidez de corte de um conetor por plano de corte, K_{ser} (N/mm) (Equação (4.1)), tendo sido ambas as ligações realizadas por meio de pregos.

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} \times \Phi}{23} \quad (4.1)$$

A partir da envolvente da curva histerética obtida nos ensaios cíclicos a ligações pregadas, estimaram-se as rigidezes de corte por plano de corte e por conetor antes e após a cedência segundo as expressões (4.4) e (4.5) respetivamente. Após a cedência a rigidez da ligação, $K_{corte,pl}^{original}$, passa a depender apenas da plastificação do conetor e não da cedência da madeira em torno do furo (EC5-1-

1, 2004), pelo que apenas se considerou a relação de diâmetros para o cálculo da rigidez de corte após a cedência, $K_{corte,pl}^{original}$, na Equação (4.7).

Fragomeli (2015) usou uma madeira com uma densidade de $\rho_m^{original} = 570 \text{ kg/m}^3$ e executou ligações constituídas por 2 pregos com 3,3 mm de diâmetro, $\Phi^{original}$, tendo sido calculado um fator f_1 , segundo a Equação (4.3), para ter em consideração a geometria do conector e o material base. Os pregos usados nos ensaios cíclicos, descritos na secção 3.2, são de secção quadrada com lado, l , igual a 4 mm, pelo que se realizou uma conversão desta secção para uma secção circular através de uma equivalência de inércias (Equação (4.2)), pois é expectável que uma secção circular ofereça menor resistência à deformação quando comparada com uma secção quadrada com a mesma dimensão, apesar do EC5-1-1 (2004) não fazer distinção entre conectores de secções diferentes.

$$I_{\odot} = I_{\square} \Leftrightarrow \frac{\pi \times \left(\frac{\Phi}{2}\right)^4}{8} = \frac{l^4}{12} \Leftrightarrow \Phi = 2 \times \sqrt[4]{\frac{l^4 \times 8}{12 \times \pi}} \Leftrightarrow \Phi = \Phi^{ens} = 5,4 \text{ mm} \quad (4.2)$$

$$f_1 = \left(\frac{\rho_m^{original}}{\rho_m^{ens.}}\right)^{1,5} \times \frac{\Phi^{original}}{\Phi^{ens.}} = \left(\frac{570,0}{518,5}\right)^{1,5} \times \frac{3,3}{5,4} = 0,7044 \quad (4.3)$$

$$K_{conetor,el}^{ens} = \frac{K_{lig,el}^{ens}}{(n^{\circ} \text{ conectores} \times n^{\circ} \text{ de planos de corte})_{ens}} \quad (4.4)$$

$$K_{conetor,pl}^{ens} = \frac{K_{lig,pl}^{ens}}{(n^{\circ} \text{ conectores} \times n^{\circ} \text{ de planos de corte})_{ens}} \quad (4.5)$$

$$K_{corte,el}^{original} = K_{conetor,el}^{ens.} \times f_1 \times n^{\circ} \text{ conectores} \quad (4.6)$$

$$K_{corte,pl}^{original} = K_{conetor,pl}^{ens.} \times \frac{\Phi^{original}}{\Phi^{ens.}} \times n^{\circ} \text{ conectores} \quad (4.7)$$

Pela disposição dos pregos nas ligações do pavimento é possível verificar que esta proporciona alguma rigidez de rotação ao nó de ligação conferida pela rigidez de corte de cada um dos conectores. Esta rigidez, designada de seguida como rigidez de torção relativamente à ligação, é deduzida considerando que o centro de rotação está a meia distância dos conectores (Figura 4.7) e que se mantém dentro de um regime de pequenos deslocamentos, δ , para que a igualdade da Equação (4.11) possa ser válida. Como tal, apenas a rigidez elástica de corte foi considerada para o cálculo da rigidez de torção, sendo esta deduzida a partir da Equação (4.12) à qual foi aplicado um fator corretivo de 0,81 para melhorar o ajuste da envolvente obtida no modelo numérico à envolvente do pavimento original. Relativamente aos restantes parâmetros referentes à torção da ligação após a cedência, estes foram obtidos a partir de um método iterativo de forma a aproximar as curvas, tendo sido adotado 18,8% da rigidez elástica. O ponto de cedência ao corte das ligações do pavimento de Fragomeli (2015), $(d_{ced}^{original}, F_{ced}^{original})$, foi aproximado segundo as Equações (4.13) e (4.14).

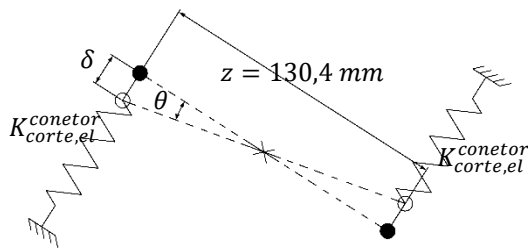


Figura 4.7 – Esquema para o cálculo da rigidez de torção da ligação original

$$K_{conetor corte,el}^{original} = \frac{K_{conetor corte,el}^{original}}{2} \quad (4.8)$$

$$F = K_{conetor corte,el}^{original} \times \delta \quad (4.9)$$

$$M = F \times z \quad (4.10)$$

$$\theta \approx \frac{\delta}{z/2} \quad (4.11)$$

$$K_{torção,el}^{original} = \frac{M}{\theta} = \frac{K_{conetor corte,el}^{original} \times z^2}{2} \times 0,81 \quad (4.12)$$

$$F_{ced}^{original} = F_{ced}^{ens.} \times \frac{(n^o \text{ planos de corte} \times n^o \text{ de conetores})_{original}}{(n^o \text{ planos de corte} \times n^o \text{ de conetores})_{ens.}} \quad (4.13)$$

$$d_{ced}^{original} = \frac{F_{ced}^{original}}{K_{torção,el}^{original}} \quad (4.14)$$

Relativamente ao comportamento de descarga das ligações do pavimento, considerou-se que esta é semelhante ao das ligações que foram ensaiadas, tendo sido as curvas histeréticas do modelo aproximadas às dos ensaios conduzidos por Fragomeli (2015) a partir de uma curva do tipo *pivot* proposta por Dowel *et al.* (1998) e considerando os parâmetros descritos na Secção 3.5. A curva histerética do pavimento original obtida através de ensaios experimentais apresenta uma assimetria em relação ao sentido de carga, apresentado maior rigidez e resistência para valores de deslocamentos positivos (Figura 4.8). Optou-se assim por modelar a curva histerética do pavimento original de forma simétrica e condicionada pelos valores de rigidez e resistência para valores de deslocamentos negativos.

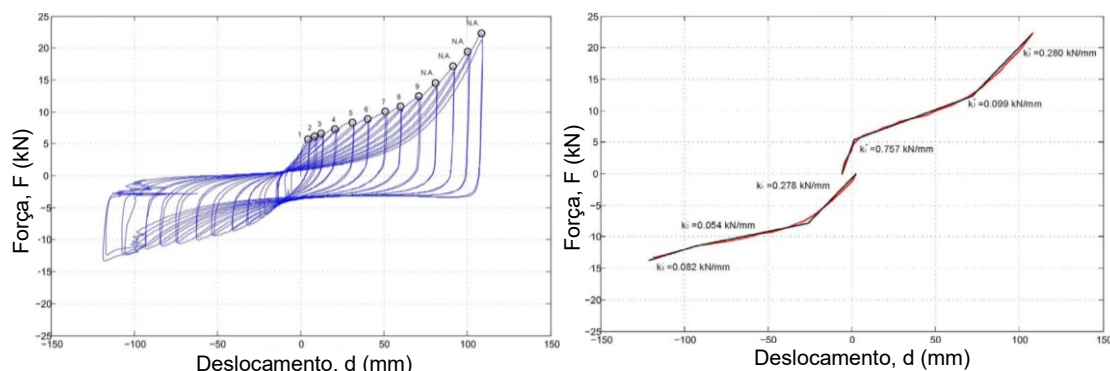


Figura 4.8 – Curva histerética e envolvente do pavimento original (Fragomeli, 2015)

Introduzindo os valores obtidos anteriormente e tabelados na Tabela 4.3, obteve-se a curva histerética da Figura 4.9. As rigidezes obtidas a partir da envolvente são próximas às obtidas em laboratório como é possível verificar na Tabela 4.4. Verifica-se também que a curva histerética experimental do pavimento original apresenta troços quase verticais na descarga de cada ciclo (Figura 4.8). Tal poderá dever-se à forma de aplicação do carregamento (força ou deslocamento imposto), tendo assim sido

obtida uma curva histerética (Figura 4.9) com um modo de descarga diferente do obtido por Fragomeli (2015) ou devido a efeitos de atrito entre elementos que não foram considerados na modelação.

Tabela 4.3 — Parâmetros que caracterizam a curva histerética *pivot* das ligações originais modeladas

α_1		α_2		β_1		β_2	
100		100		0,11		0,11	
$F_{ced}^{original}$ (kN)	$K_{corte,el}^{original}$ (kN/m)	$K_{corte,pl}^{original}$ (kN/m)	$M_{ced}^{original}$ (kNm)	$K_{torção,el}^{original}$ (kN/m)	$K_{torção,pl}^{original}$ (kN/m)		
2,44	4012,36	-2,38	0,207	13,84	2,60		

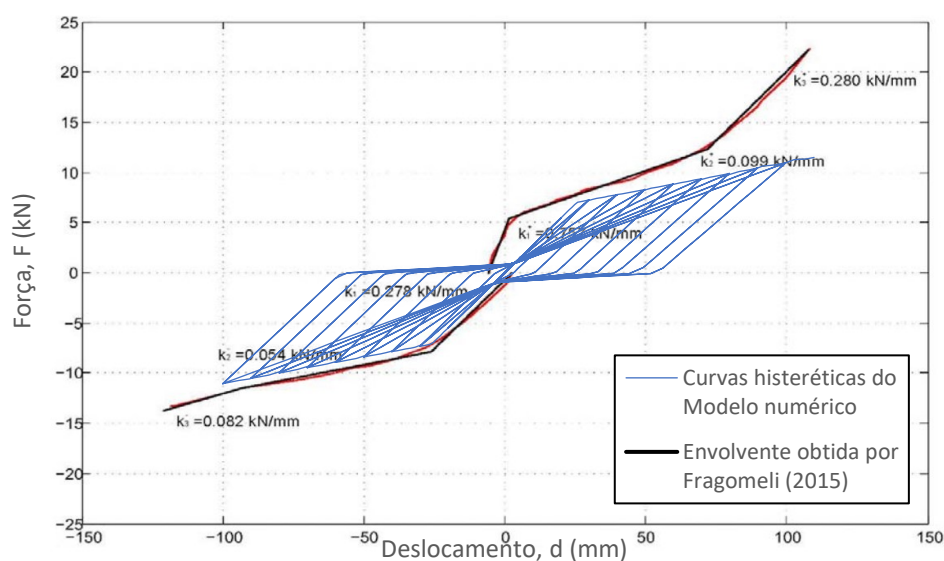


Figura 4.9 – Comparação entre curva histerética obtida por modelação e envoltiva obtida em laboratório

Tabela 4.4 — Resultados da envoltiva obtidos por Fragomeli (2015) e a partir do modelo numérico

	Fragomeli (2015)	Modelo numérico
Rigidez elástica, $K_{Env,el}^{Pav}$ (kN/mm)	0,278	0,275
Rigidez plástica, $K_{Env,pl}^{Pav}$ (kN/mm)	0,054	0,054
Deslocamento de cedência, $d_{Env,ced}^{Pav}$ (mm)	~25*	25,7
Força de cedência, $F_{Env,ced}^{Pav}$ (kN)	~7,8*	7,1

*Fragomeli (2015) define o ponto de cedência no sentido positivo do carregamento, tendo sido necessário extrapolar estes valores a partir da curva da envoltiva disponível.

5. Descrição e Modelação do Sistema de Reforço

Para o pavimento em estudo, descrito no capítulo anterior, na Secção 4.1, foram considerados vários sistemas de reforço, tendo como material base madeira maciça ou derivados. São também estabelecidos critérios para análise destes sistemas e avaliação do respetivo desempenho em termos de rigidez e resistência no plano. Posteriormente, são consideradas várias configurações de montagem do sistema de reforço proposto de forma a realizar uma análise paramétrica. No 0 encontra-se uma análise do custo do reforço proposto.

5.1. Critérios e procedimento de análise do sistema de reforço

Com o intuito de avaliar o desempenho dos sistemas de reforço descritos, é necessário estabelecer quais os critérios que o reforço tem de cumprir de forma a ser considerado adequado. Muitos pavimentos de madeira, existentes em estruturas antigas, assentam em paredes de alvenaria com requisitos relativamente ao deslocamento máximo permitido para fora do seu plano, de forma a não sofrerem rotura frágil por derrubamento, mecanismo descrito na Secção 2.3. Os critérios para a adequação do sistema de reforço passam não apenas por uma verificação em termos de resistência, como também pelo limitar a distorção do pavimento e conseqüentemente não contribuir para o colapso das paredes.

Baseado em resultados experimentais conduzidos por Vaculik (2012) e Griffith (2006), o deslocamento máximo no plano, medido em relação às paredes de empena, não deve ultrapassar 50% da espessura das paredes de fachada principal e tardo (Figura 5.1 a)). Este resultado foi considerado para definir um limite máximo para a distorção do pavimento, sendo apenas um critério simplificado que não considera modos de vibração com a deformação dos pisos totalmente fora de fase.

Tendo como referência o cálculo realizado por Nunes (2017), em que resumiu a força basal máxima de três tipos de edifícios antigos presentes na cidade de Lisboa (edifícios pombalino, gaioleiro e de “placa”), verifica-se que o edifício que apresenta uma maior força basal é do tipo gaioleiro, com uma força máxima transmitida pelas empenas ao piso de madeira de 32,6 kN/m. Considerando a geometria estrutural deste edifício, caracterizado por Frazão (2013), as paredes de tardo apresentam uma espessura no último piso de 400 mm, as paredes de empena estão espaçadas de 12,50 m e as vigas dos pavimentos estão orientadas perpendicularmente à fachada (Figura 5.1 b)). Tal implica que o pavimento em estudo não poderá exceder um deslocamento relativo em proporção de 60 mm (Equação (5.2)), de forma a não exceder o limite de 200 mm a meia distância entre empenas.

$$d_{max} = 200 \times \frac{1,88}{12,5 \times 0,5} = 60 \text{ mm} \quad (5.1)$$

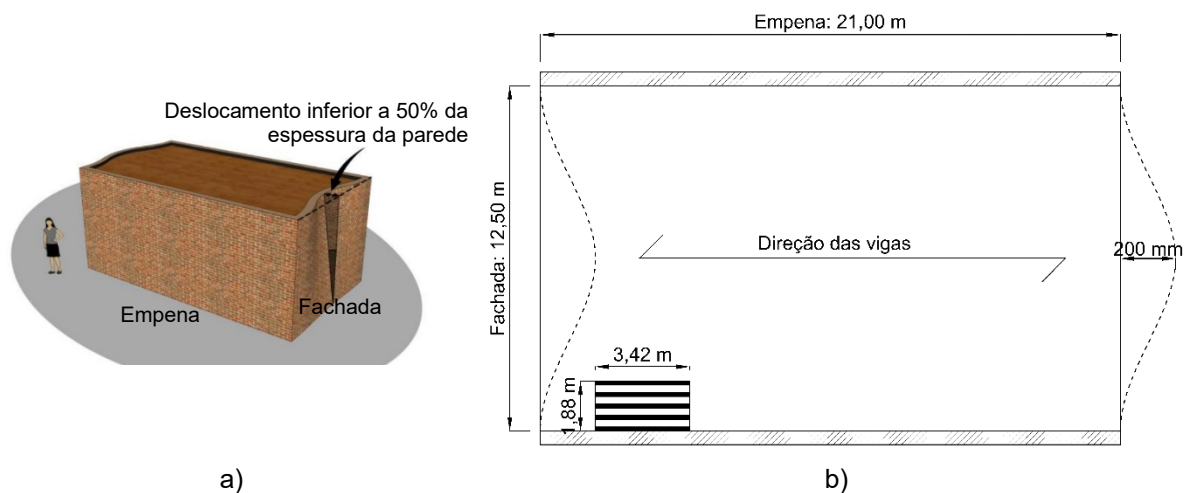


Figura 5.1 – a) Critério para o deslocamento máximo de diafragmas em edifícios de alvenaria. (Adaptado de Giongo, et al (2014)) b) Geometria esquemática do edifício e do pavimento e repetiva relação com o deslocamento máximo admitido.

O pavimento em estudo apresenta um desenvolvimento de 3,42 m, pelo que a força transmitida pelas empenas será de 111,5 kN. Relativamente a uma perspetiva puramente de resistência, a madeira, como material constituinte do reforço, é um material frágil e apresenta reduzida ou nenhuma ductilidade, e como tal, deverá manter-se sempre em regime elástico. Desta forma, o pavimento em estudo deverá apresentar uma rigidez elástica mínima de 1,86 kN/mm quando aplicada uma força de 111,5 kN com o intuito de limitar o seu deslocamento no plano e manter a sua integridade.

Considerou-se assim que para todos os reforços, o pavimento deverá cumprir com os seguintes critérios de forma a apresentar um comportamento adequado:

- a) Os elementos de madeira constituintes do pavimento original não deverão apresentar tensões superiores às tensões de cedência, apresentando um comportamento elástico quando solicitados no plano do pavimento;
- b) Os elementos constituintes do sistema de reforço poderão apresentar rotura, desde que a integridade do pavimento se mantenha;
- c) Os deslocamentos no plano não deverão ultrapassar o valor máximo de 60 mm para resistências do pavimento superiores a 32,6 kN/m.

A partir do modelo numérico, foram medidos os deslocamentos considerando os nós no topo do pavimento e obtida a reação horizontal (direção x) a partir de um nó da base (Figura 5.2 a)). O procedimento de carga, para a obtenção da curva histerética do pavimento, encontra-se descrito na Figura 5.2 b), sendo realizados dois ciclos para um mesmo deslocamento uma vez que o modelo estabiliza a partir do segundo.

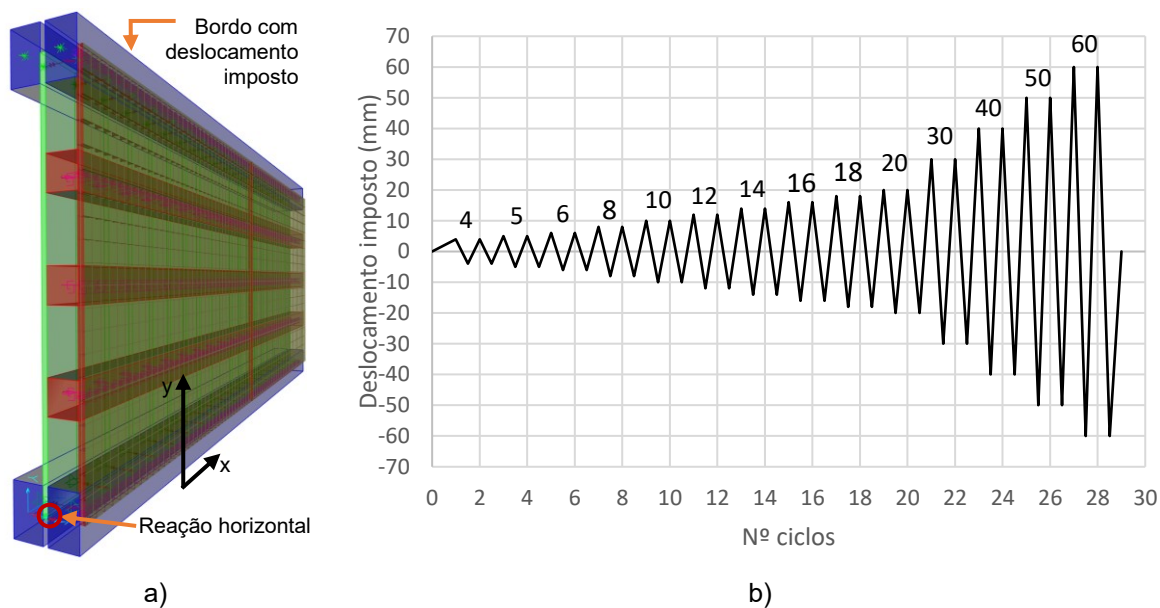


Figura 5.2 – Procedimento de carga aplicado ao modelo do pavimento reforçado

A verificação de segurança, de forma a verificar se todos os elementos se mantêm em regime elástico, seguiu a metodologia definida no EC5-1-1 (2004). Foram avaliados os esforços axiais, de corte, de flexão e as respetivas combinações. Relativamente à resistência dos elementos de madeira do pavimento original, Fragomeli (2015) não refere a respetiva classificação segundo a norma EN 338 (2016), pelo que foi considerada uma classe C14, uma vez que os pavimentos antigos podem apresentar algum grau de deterioração, principalmente em zonas em contacto com as paredes de alvenaria. Em termos do material de reforço foram considerados painéis de derivado de madeira, OSB3. As propriedades da madeira de classe C14 e do derivado OSB3 são apresentadas no Anexo D.

A verificação de segurança proposta pelo EC5-1-1 (2004) considera que para a obtenção da tensão de cálculo resistente, f_d , a tensão característica, f_k , deverá ser afetada por: um coeficiente de modificação, k_{mod} , que depende da duração do carregamento e da humidade relativa em que os elementos irão estar expostos; tal como um fator parcial de segurança, γ_M (Equação (5.2)).

$$f_d = k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (5.2)$$

Em edifícios antigos, a entrega das vigas nas paredes são zonas propícias a deterioração da madeira, uma vez que a alvenaria se encontra muitas vezes húmida devido a efeitos de capilaridade, falta de impermeabilização e ventilação. Para efeitos de verificação de segurança dos elementos do pavimento original, foi então considerada uma classe de serviço 2 e para os painéis de reforço uma classe de serviço 1. A ação sísmica é considerada uma ação instantânea, conduzindo a um valor k_{mod} recomendado de 1,10 e um fator parcial de segurança, γ_M , de 1,3 para o pavimento e 1,2 para os painéis OSB3. A verificação de segurança passa pela verificação dos limites das tensões geradas pelos

esforços axiais, de corte, flexão, das respectivas combinações entre esforços e estabilidade propostos pelo EC5-1-1 (2004).

Verificação de tração paralela ao veio:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \cdot k_h \quad (5.3)$$

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2} \right. \quad h < 150 \text{ mm} \quad (5.4)$$

$$k_h = 1 \quad h \geq 150 \text{ mm}$$

- $\sigma_{t,0,d}$ tensão de tração de cálculo ao longo do veio;
 $f_{t,0,d}$ tensão resistente de tração de cálculo ao longo do veio;
 k_h fator corretivo da maior dimensão da secção;
 h altura da secção.

Verificação de compressão paralela ao veio:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (5.5)$$

- $\sigma_{c,0,d}$ tensão de compressão de cálculo ao longo do veio;
 $f_{c,0,d}$ tensão resistente de compressão de cálculo ao longo do veio.

Verificação à flexão:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.6)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.7)$$

- $\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ tensão de flexão de cálculo segundo os eixos de maior e menor inércia respetivamente;
 $f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ tensão resistente de flexão de cálculo segundo os eixos de maior e menor inércia respetivamente;
 k_m fator que considera a redistribuição de tensões na secção. O EC5-1-1 (2004) recomenda o valor 0,7 para madeira maciça com secção retangular.

Verificação ao corte:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \cdot k_{cr} \quad (5.8)$$

τ_d tensão de corte de cálculo;

$f_{v,d}$ tensão resistente de corte de cálculo;

k_{cr} fator de fissuração em elementos à flexão que toma o valor de 0,67 para madeira maciça.

Verificação da combinação de tração e flexão:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.9)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.10)$$

Verificação da combinação de compressão e flexão:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.11)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.12)$$

Verificação de encurvadura de coluna

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.13)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.14)$$

Em que:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{L_{e,y}}{\pi i_y} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (5.15)$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{L_{e,z}}{\pi i_z} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (5.16)$$

$L_{e,y}$ e $L_{e,z}$ comprimento de encurvadura em torno do eixo de maior e menor inércia respetivamente.

i_y e i_z raio de giração em torno do eixo de maior e menor inércia respetivamente

$E_{0,05}$ quinto percentil do módulo de elasticidade paralelo ao veio

$$k_y = 0,5 (1 + 0,2 (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \quad (5.17)$$

$$k_z = 0,5 (1 + 0,2 (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) \quad (5.18)$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \leq 1 \quad (5.19)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \leq 1 \quad (5.20)$$

Verificação de encurvadura lateral

$$\left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} f_{m,y,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (5.21)$$

Em que:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (5.22)$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 b^2}{h L_{e,z}} E_{0,05} \quad (5.23)$$

b espessura da secção

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} & 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \lambda_{rel,m} > 1,4 \end{cases} \quad (5.24)$$

De notar que em relativamente ao caso de estudo, os elementos do pavimento apenas estão sujeitos a esforços no seu plano, pelo que momentos fletores no eixo de menor inércia serão nulos. No entanto, em situações reais, a verificação de segurança deve contabilizar o efeito das cargas verticais aplicadas perpendicularmente ao plano do pavimento, gerando assim momentos fletores nos dois eixos principais de inércia (i.e. flexão desviada) e eventualmente condicionar a verificação de segurança.

Relativamente ao comprimento de encurvadura das tábuas de soalho, considerou-se que estas se encontram apoiadas continuamente no eixo de maior inércia, sendo o respetivo valor igual a zero o que implica um valor de $k_{c,y}$ unitário. Porém, no eixo de menor inércia, as tábuas encontram-se apoiadas com um espaçamento máximo de 260 mm, sendo este o comprimento de encurvadura considerado. Em relação às vigas de bordo e às vigas interiores, o comprimento de encurvadura considerado em ambos os eixos foi, de forma conservativa, o respetivo comprimento de 3420 mm. Em relação à encurvadura lateral, considerou-se um momento constante em todo o comprimento dos elementos.

5.2. Descrição e Modelação do sistema de reforço

De forma a avaliar o aumento da rigidez no plano do pavimento, procedeu-se à sua modelação de um tipo reforço e 40 variantes que dependem da configuração definida. As respetivas ligações foram modeladas de forma similar às ligações do pavimento não reforçado e baseadas nos resultados dos ensaios a ligações pregadas, aparafusadas e coladas. Posteriormente, determinou-se a rigidez global do pavimento com os diversos sistemas de reforço e analisou-se a curva histerética de cada um. De seguida foi determinada a rigidez global do pavimento reforçado, avaliada a força de cedência, a rigidez elástica e a rigidez secante por ciclo. Por último, verificou-se a adequação do reforço segundo os critérios anteriormente estabelecidos.

5.2.1. Reforço proposto e variantes

Ao analisar a estrutura original do pavimento, verifica-se que os elementos que solidarizam toda a estrutura são as tábuas do soalho, sendo estes os elementos que distribuem os esforços pelas vigas principais. No entanto, as ligações entre o soalho e as vigas apresentam uma rigidez e resistência reduzida como observado pelo ensaio laboratorial realizado por Fragomeli (2015). Uma das hipóteses consideradas na colocação do reforço, seria melhorar a solidarização do soalho, obrigando-o a funcionar em conjunto, tendo sido consideradas pranchas de madeira colocadas entre as vigas principais (Figura 5.4 a)).

Porém, este reforço está condicionado pela resistência do soalho e das ligações que o ligam às vigas de bordo. Apesar destas ligações terem sido executadas e modeladas como se de rótulas se tratassem (Figura 4.3), numa situação real, estas seriam semelhantes às existentes com as vigas principais (Figura 5.5), que apresentam uma força de corte resistente muito reduzida ($F_{ced}^{original} = 2,44 \text{ kN}$). Um dos critérios anteriormente descritos indica que o pavimento deverá apresentar um comportamento elástico quando solicitado a uma força superior a 32,6 kN/m, o que resulta numa força mínima de 5,9kN por cada ligação entre a viga de bordo e as tábuas do soalho (Equação (5.25)), sendo impossível atingir forças desta ordem de grandeza com as ligações existentes, como verificado na Secção 4. Contudo, mesmo que as ligações soalho-viga apresentassem resistência suficiente, seria necessário adotar um sistema de ligação pavimento-parede que garantisse uma transmissão de uma força de pelo menos 32,6 kN/m para o pavimento.

Por outro lado, caso a força seja totalmente transmitida ao pavimento, o soalho apresentaria uma tensão de corte máxima de 2,23 MPa (Equação (5.26)). Uma vez que o EC5-1-1 (2004) recomenda usar apenas 67% da tensão de corte resistente para elementos à flexão, a classe de madeira do soalho teria de ser necessariamente superior a D50, o que não é verificado em situações reais em que estas zonas são muitas vezes as mais deterioradas (razão pela qual se considerou uma classe C14 para o cálculo da força de corte resistente do soalho). Tal implica que cada tábua apenas resiste a uma força de corte de 2,55 kN, resultando numa força máxima aplicada ao pavimento de 14,17 kN/m, força que é

muito inferior à imposta pelos critérios descritos na Secção 5.1. Assim, o reforço não deve ser baseado na capacidade resistente do soalho do pavimento, sendo recomendado que seja aplicado diretamente sobre as vigas.

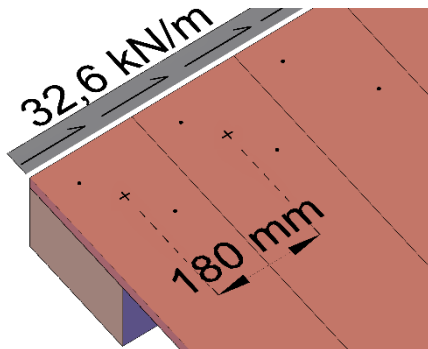


Figura 5.3 – Possível esquema de distribuição de ligações entre o soalho e as vigas de bordo

$$F_{lig} = \frac{\text{Força aplicada por unidade de comprimento}}{n^{\circ} \text{ ligações por unidade de comprimento}} \quad (5.25)$$

$$= \frac{32,6}{1/0,18} = 5,9 \text{ kN}$$

$$\tau_{tábuca} = \frac{3 F_{lig}}{2 A} = \frac{3 \times 5,9 \times 10^3}{2 \times 180 \times 22} = 2,23 \text{ MPa} \quad (5.26)$$

Uma outra hipótese considerada baseia-se na colocação de um painel de aglomerado de madeira do tipo OSB (*oriented strand board*), OSB3, na face inferior das vigas, fazendo a ligação em todo desenvolvimento do pavimento (Figura 5.4 b)). Desta forma, a força introduzida pelas empenas devido à ação sísmica é aplicada diretamente na solução de reforço, sendo posteriormente distribuída para o pavimento através do painel. Foram assim consideradas várias variantes em termos de tipo de conetores, espaçamento entre estes e o número de painéis, tendo sido adotados parafusos autorroscantes com diâmetro efetivo de 4 mm ou pregos quadrados com 4 mm de face espaçados em 50, 75, 100, 150 e 200 mm. Uma vez que em contexto de obra pode não ser possível usar painéis contínuos e ser necessário realizar cortes no reforço, foram consideradas 3 situações em que se variam o número de painéis usados ((Figura 5.4 b), c) e d)). Um resumo das configurações analisadas, como também as respetivas designações, é apresentada na Tabela 5.1.

Com o intuito de verificar o efeito da solidarização destas juntas na rigidez e resistência do reforço, foram consideradas duas pranchas de OSB3 com uma secção de 180x15 mm² coladas com cola epóxi nos sistemas com 3 painéis (Figura 5.5 a)).

Para a definição da espessura do painel, e , foi considerado um valor de 6,23 MPa, tensão de corte resistente no plano, segundo a norma EN 12369-1 (2001), $f_{v,d}$. O painel terá de resistir à totalidade da força sísmica de 32,6 kN/m (Equação (5.27)), tendo sido adotada uma espessura de 15 mm. Para as ligações de bordo, foram considerados dois conetores por cada espaçamento, s , enquanto que para a ligação à viga interior foi considerado apenas (Figura 5.5 b)).

$$f_{v,d} \times k_{cr} \geq \frac{3 \times F}{2 \times L \times e} \Leftrightarrow e \geq \frac{3 \times F}{2 \times L \times f_{v,d} \times k_{cr}} = \frac{3 \times 32,6}{2 \times 6,23 \times 0,67} = 11,72 \text{ mm} \quad (5.27)$$

Tabela 5.1 — Lista de variantes para a análise paramétrica

Espaçamento, s (mm)	Nº de painéis	Tipo de conetor		Solidarização das juntas	
		Parafuso com 4 mm de diâmetro efetivo	Prego quadrado com 4 mm de face		
50	1	APAR-50-1P	PREG-50-1P	-	-
	2	APAR-50-2P	PREG-50-2P	-	-
	3	APAR-50-3P	PREG-50-3P	APAR-50-3P-C	PREG-50-3P-C
75	1	APAR-75-1P	PREG-75-1P	-	-
	2	APAR-75-2P	PREG-75-2P	-	-
	3	APAR-75-3P	PREG-75-3P	APAR-75-3P-C	PREG -75-3P-C
100	1	APAR-100-1P	PREG-100-1P	-	-
	2	APAR-100-2P	PREG-100-2P	-	-
	3	APAR-100-3P	PREG-100-3P	APAR-100-3P-C	PREG -100-3P-C
150	1	APAR-150-1P	PREG-150-1P	-	-
	2	APAR-150-2P	PREG-150-2P	-	-
	3	APAR-150-3P	PREG-150-3P	APAR-150-3P-C	PREG -150-3P-C
200	1	APAR-200-1P	PREG-200-1P	-	-
	2	APAR-200-2P	PREG-200-2P	-	-
	3	APAR-200-3P	PREG-200-3P	APAR-200-3P-C	APAR-200-3P-C

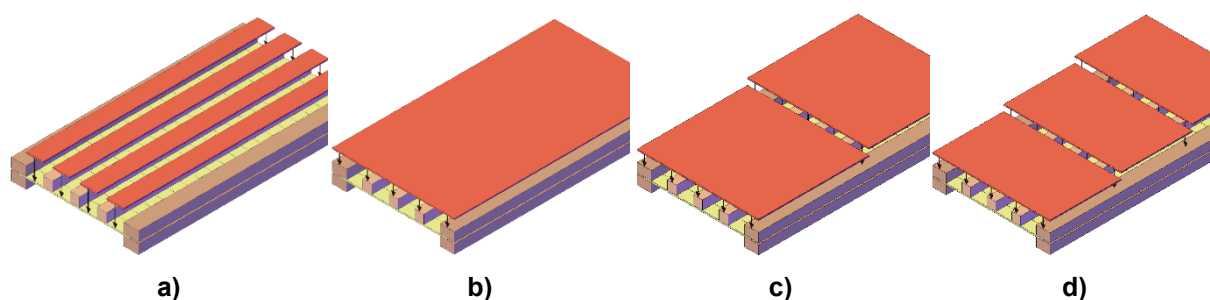


Figura 5.4 – Hipóteses de reforço a colocar na face inferior do pavimento. a) Pranchas de introduzidas no soalho entre vigas. b) Painel único introduzido na face inferior das vigas. c) Divisão do painel de reforço em 2. d) Divisão do painel de reforço em 3.

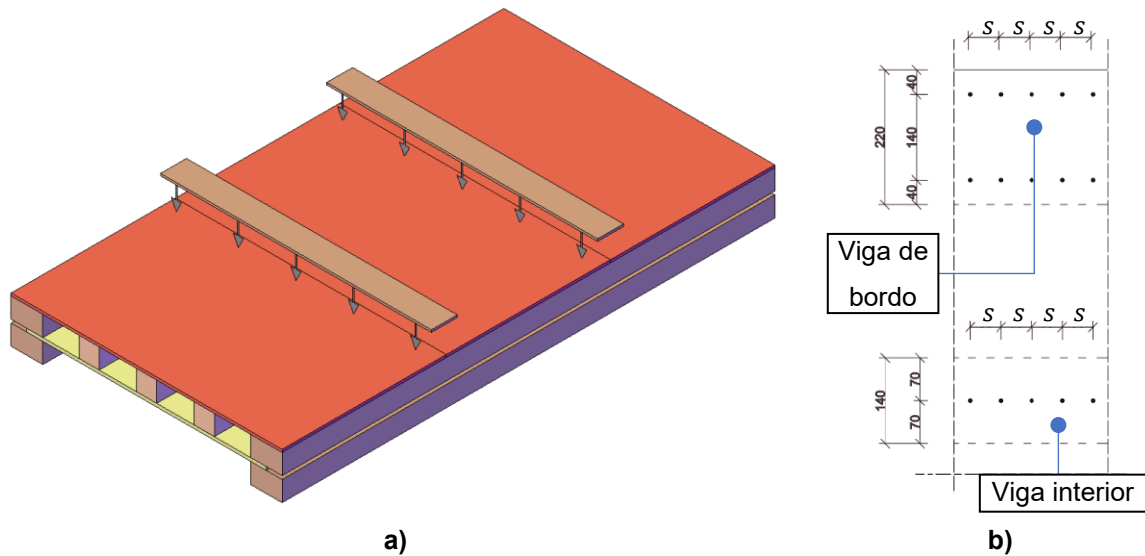


Figura 5.5 – a) Esquema da colocação de pranchas para solidarização de juntas no reforço. b) Esquema de ligações (Dimensões em mm).

5.2.2. Modelação de ligações

As ligações foram modeladas por meio de elementos *link* do programa de cálculo e definidos com base nos resultados dos ensaios, realizando uma dedução similar à descrita no Capítulo 4. Uma vez que os ensaios foram realizados a partir de madeira maciça com uma densidade de $\rho_m^{ens.} = 518,5 \text{ kg/m}^3$, diferente à do painel de reforço, $\rho_m^{ref.} = 550,0 \text{ kg/m}^3$, e da densidade do pavimento, $\rho_m^{original.} = 570,0 \text{ kg/m}^3$, foi calculado um fator de conversão, f_2 , para ser aplicado à rigidez elástica, conforme a Equação (5.28). No entanto, para a dedução da força de cedência apenas foram tidos em conta o número de conectores e planos de corte, segundo a Equação (5.31).

$$f_2 = \left(\frac{\sqrt{\rho_m^{ref.} \times \rho_m^{original.}}}{\rho_m^{ens.}} \right)^{1,5} = \left(\frac{\sqrt{550 \times 570}}{518,5} \right)^{1,5} = 1,12 \quad (5.28)$$

$$K_{corte,el}^{lig} = K_{lig,el}^{ens} \times f_2 \times \frac{(n^\circ \text{ planos de corte} \times n^\circ \text{ de conectores})_{lig.}}{(n^\circ \text{ conectores} \times n^\circ \text{ de planos de corte})_{ens}} \quad (5.29)$$

$$K_{corte,pl}^{lig} = K_{lig,pl}^{ens} \times \frac{(n^\circ \text{ planos de corte} \times n^\circ \text{ de conectores})_{lig.}}{(n^\circ \text{ conectores} \times n^\circ \text{ de planos de corte})_{ens}} \quad (5.30)$$

$$F_{ced}^{lig} = F_{ced}^{ens.} \times \frac{(n^\circ \text{ planos de corte} \times n^\circ \text{ de conectores})_{lig.}}{(n^\circ \text{ planos de corte} \times n^\circ \text{ de conectores})_{ens.}} \quad (5.31)$$

$$K_{corte}^{conector} = \frac{K_{corte,el}^{lig}}{(n^\circ \text{ planos de corte} \times n^\circ \text{ de conectores})_{lig.}} \quad (5.32)$$

Tal como nas ligações do pavimento original, foi considerado um desnível entre as vigas e o reforço onde é modelada a ligação e considerada uma curva histerética do tipo *pivot*, cujos parâmetros foram iguais aos definidos na Secção 3.5. Para as ligações às vigas de bordo, foram agrupados dois

conectores e deduzida a respetiva rigidez, ao contrário das ligações às vigas interiores em que se modelou um único conetor. Os elementos *link* foram posteriormente espaçados conforme a descrição anterior. Foi também definido um deslocamento máximo de rotura nos 8 mm, uma vez que a energia dissipada das ligações passa a não ser representativa a partir deste nível. O agrupamento de conectores nas ligações às vigas de bordo restringe a rotação dos elementos, proporcionando rigidez ao nó e tendo esta sido definida segundo a Equação (5.33) e deduzida como descrito na Secção 4.2.2.

$$K_{torção}^{lig} = \frac{M}{\theta} = \frac{K_{corte}^{conetor} \times z^2}{2} \quad (5.33)$$

Relativamente às ligações coladas nas juntas dos painéis, foi estipulado um deslocamento de cedência em 0,25 mm e considerada apenas a rigidez elástica obtida nos ensaios, sendo o seu comportamento do tipo frágil. A rigidez de corte para a modelação dos elementos *link* foi deduzida simplificada de acordo com a Equação (5.34), assumindo uma área colada por *link* modelado, $(BH)_{link}$, e considerando a rigidez de corte, K_{lig}^{ens} , e área colada das ligações ensaiadas, A_{cola}^{ens} (180 x 80 mm²).

$$K_{corte,el}^{lig} = \frac{K_{lig}^{ens}}{A_{cola}^{ens}} (BH)_{link} \quad (5.34)$$

Tabela 5.2 — Parâmetros que caracterizam a curva histerética *Pivot* das ligações modeladas

Conetor	Nº conectores por <i>link</i>	F_{ced}^{lig} (kN)	$K_{corte,el}^{lig}$ (kN/m)	$K_{corte,pl}^{lig}$ (kN/m)	M_{ced}^{lig} (kNm)	$K_{torção,el}^{lig}$ (kNm/m)	$K_{torção,pl}^{lig}$ (kNm/m)
Parafuso	1	1,12	2414,48	-43,52	-	-	-
	2	2,24	4828,96	-87,04	0,16	23,66	-0,43
Prego	1	1,22	3196,06	-3,28	-	-	-
	2	2,44	6392,13	-6,55	0,17	31,33	-0,03
Ligante	Área colada por <i>link</i> $(BH)_{link}$ (m ²)	F_{ced}^{lig} (kN)	$K_{corte,el}^{lig}$ (kN/m)	$K_{corte,pl}^{lig}$ (kN/m)	M_{ced}^{lig} (kNm)	$K_{torção,el}^{lig}$ (kNm/m)	$K_{torção,pl}^{lig}$ (kNm/m)
Cola epóxi	0,05 x 0,09	12,43	49731,71	-	-	-	-
Conetor/ Ligante	α_1	α_2		β_1		β_2	
Parafuso	8	8		0,06		0,06	
Prego	100	100		0,11		0,11	
Cola epóxi	-	-		-		-	

5.3. Análise e Discussão de Resultados

Após a modelação do sistema de reforço, foi aplicado o carregamento cíclico descrito anteriormente, tendo sido verificados os deslocamentos dos nós de topo juntamente com a reação horizontal (Figura 5.2 a)) com o intuito de traçar a curva histerética dos vários modelos. A título de exemplo, a curva histerética da variante APAR-50-1P é apresentada na Figura 5.6. A partir desta foi traçada a respetiva envolvente com a qual se definiram os troços antes e após cedência. Posteriormente foi realizada uma análise à força de cedência, à rigidez elástica e à evolução da rigidez secante. Como o modelo *Pivot*, com o qual foram modeladas as ligações, não permite simular o efeito *pinching*, a energia dissipada dos ciclos não foi analisada. As restantes curvas histeréticas encontram-se no Anexo E. Foi também verificado se os elementos do pavimento original se mantêm em regime elástico mesmo após a cedência do reforço.

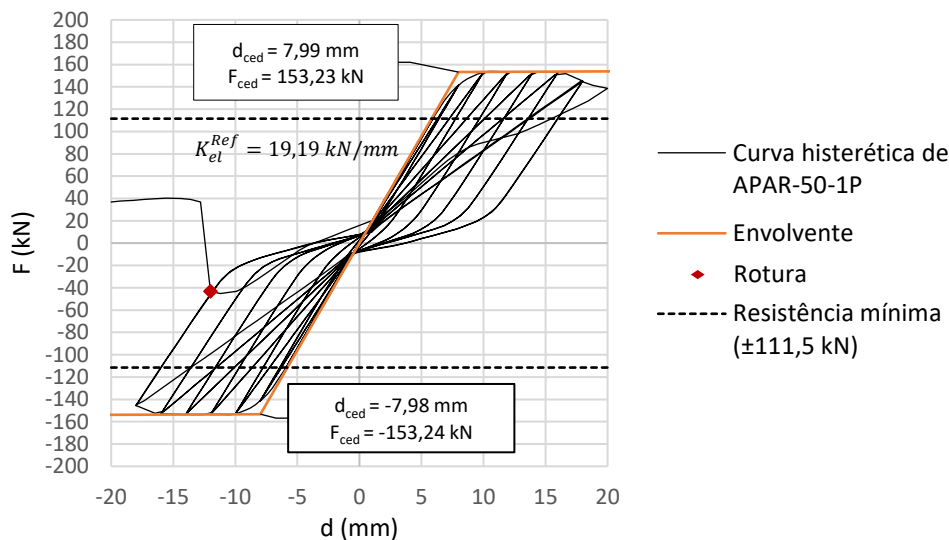


Figura 5.6 – Curva histerética da variante APAR-50-1P

5.3.1. Força de cedência

Para analisar a força de cedência de cada variante, foram agrupados os resultados de cada modelo segundo o número de conetores usados entre a viga de bordo superior e o reforço, sendo estas ligações responsáveis por transmitir o carregamento das empenas para o sistema de reforço e limitando a resistência do conjunto. Verifica-se, a partir da Figura 5.8, que para as situações em que é usado apenas um painel de OSB3 (1P), a força de cedência do pavimento está diretamente relacionada com a força de cedência dos próprios conetores, sendo o declive da regressão linear próximo destas ($F_{ced}^{1\text{ parafuso}} = 1,12 \text{ kN} / F_{ced}^{1\text{ prego}} = 1,22 \text{ kN}$), mantendo uma relação de 1,09. No entanto, esta relação deixa de ser válida a partir do momento em que o painel de reforço é dividido. Para configurações com 2 painéis (2P), a força de cedência é reduzida em média em 25% comparativamente com configurações em que se usa um painel, sendo de cerca de 50% para configurações com 3 painéis (3P) (Figura 5.7).

Contudo, a solidarização das juntas a partir de pranchas coladas de OSB3 (3P-C) apresentam resultados semelhantes às configurações em que se usa apenas um painel, podendo ser uma solução para evitar descontinuidades no reforço, melhorar a sua resistência e agilizar a colocação do reforço em obra. Resumidamente, as configurações que cumprem com o requisito de atingir uma força de 111,5 kN em regime elástico são apenas 8, sendo a maioria constituída por apenas um painel de reforço ou com a solidarização das respectivas juntas e com espaçamentos inferiores a 75 mm entre conetores.

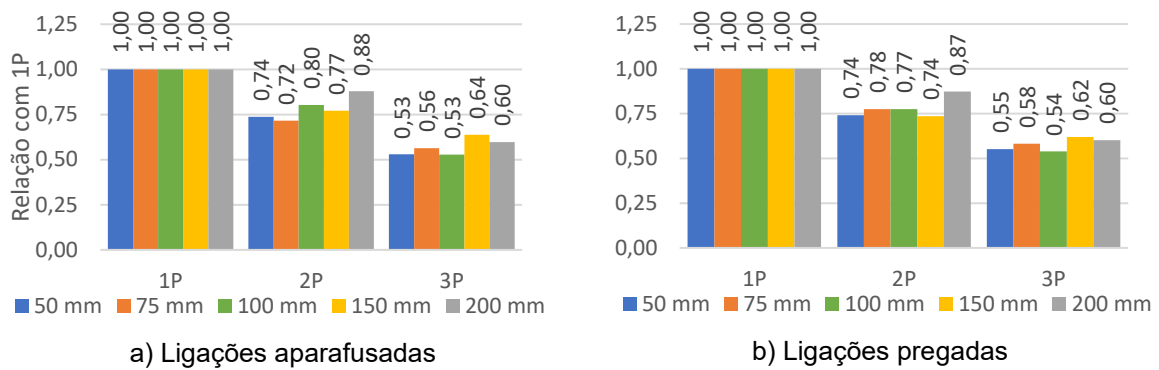


Figura 5.7 – Evolução da força de cedência em função da compartimentação do painel de reforço

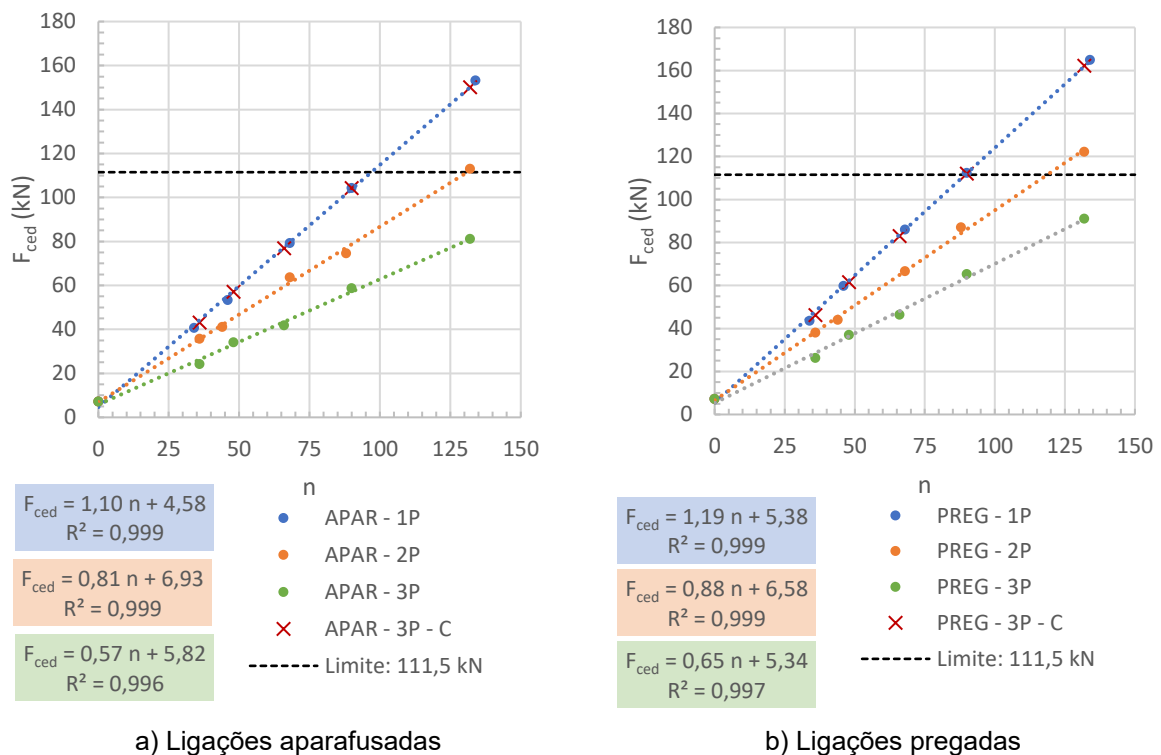


Figura 5.8 – Evolução da força de cedência em função do número de conetores.

5.3.2. Rigidez elástica

Em termos de rigidez elástica, obtida a partir da envolvente das curvas histeréticas, verifica-se que quanto mais divisões o painel de reforço tiver, menor será a rigidez da estrutura, sendo este resultado esperado, uma vez que o sistema de reforço passa a não funcionar em conjunto. No entanto, ao solidarizar as juntas, os valores de rigidez inicial mantêm-se próximas das configurações com um painel. O espaçamento entre conetores é também um fator importante para a rigidez. Ao analisar a estrutura, considerou-se que a rigidez total do pavimento será dada por uma sequência de rigidezes em paralelo, sendo estas compostas por uma parcela da rigidez das ligações e uma outra parcela relativa à rigidez do próprio painel de reforço, segundo a Equação (5.35). A parcela das ligações foi admitida que será em função do número de conetores usados (n) entre o reforço e a viga de bordo, $K_{\text{ligações}} = f(n)$.

$$\frac{1}{K_{\text{pavimento}}} = \frac{1}{K_{\text{ligações}}} + \frac{1}{K_{\text{painel}}} \quad (5.35)$$

Foram então traçadas as curvas com a flexibilidade inicial do pavimento ($1/K_{el}$) em função do inverso do número de conetores, tendo sido obtidas as retas de regressão linear apresentadas na Figura 5.9. Observa-se que para uma configuração de um painel a reta obtida tem um melhor ajuste que as restantes. Este facto pode ser explicado pelo reforço poder funcionar em conjunto, ao contrário das configurações em que existem descontinuidades no painel e que funcionam independentemente entre si, tornando o fator do número de conetores menos preponderante para a rigidez elástica. De notar também que apesar do tipo de conetores usados, a parcela referente à rigidez do painel mantém-se em ambas as regressões lineares para uma mesma configuração do reforço.

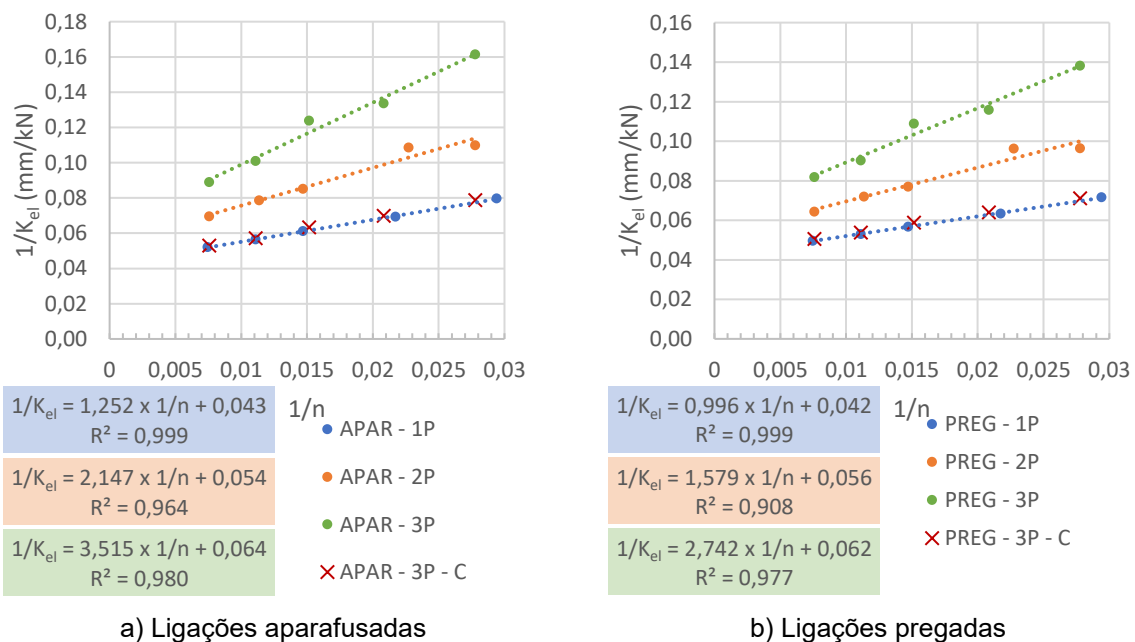


Figura 5.9 – Relação entre a flexibilidade elástica e o inverso do número de conetores usados.

Ao analisar os resultados de todas as configurações, (Figura 5.10), verifica-se que a divisão do painel tem um maior impacto na rigidez elástica do que o espaçamento usado nas ligações. Ao comparar a perda de rigidez das variantes APAR-50-1P e APAR-75-1P, verifica-se que esta é de 8%, enquanto que entre as variantes APAR-50-1P e APAR-50-2P é de 25%, sendo a perda de rigidez maior quando existe divisão do painel de reforço. Este resultado verifica-se também nas configurações em que foram usadas ligações pregadas. A evolução da rigidez elástica com o aumento do espaçamento e com o aumento da divisão do painel de reforço em relação a configurações com um painel encontra-se na Figura 5.11. De notar também que as ligações pregadas proporcionam maior rigidez que as aparafusadas, estando em concordância com os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais descritos na Secção 3.

Com a solidarização das juntas a partir de pranchas OSB3 coladas aos painéis, verifica-se que a rigidez elástica se mantém próxima dos valores obtidos em configurações de apenas um painel, sucedendo o mesmo com os valores de força de cedência.

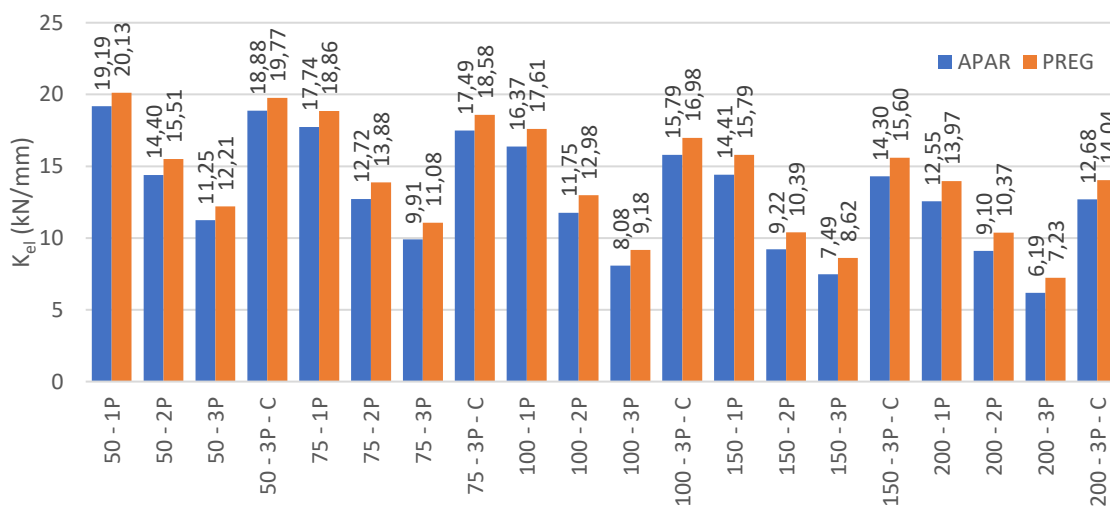
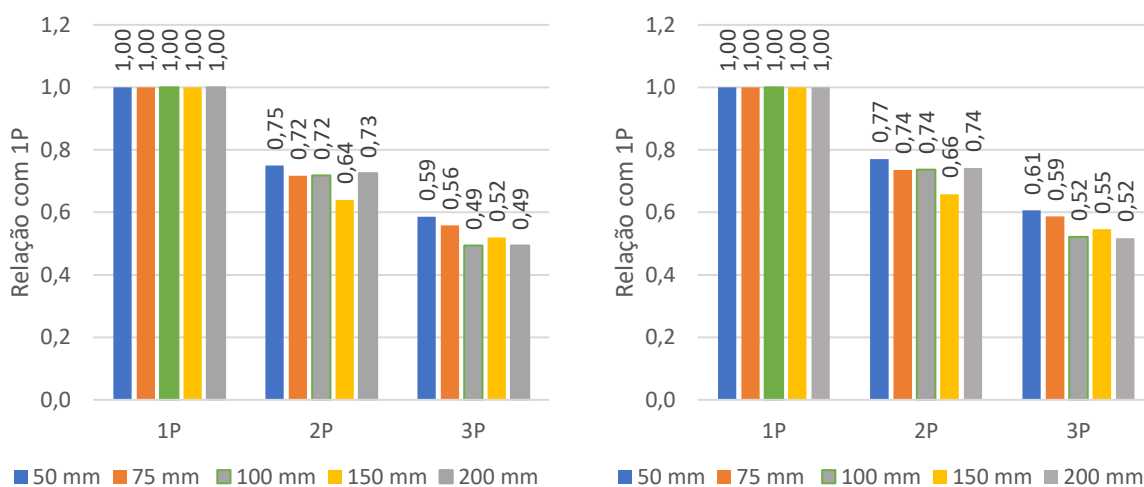


Figura 5.10 – Valores da rigidez elástica por configuração e tipo de ligação



a) Ligações aparafusadas

b) Ligações pregadas

Figura 5.11 – Relação com a rigidez elástica de configurações com 1 painel.

5.3.3. Deformação e rotura

Para reforços 1P, a rotura ocorre sempre nas ligações com as vigas de bordo, enquanto que para reforços 2P e 3P a rotura dá-se junto às juntas entre os painéis. Ao observar a Figura 5.12, devido à geometria do reforço, é possível verificar que a componente vertical da força transmitida às ligações é maior que a horizontal e uma vez que as ligações com as vigas interiores são apenas compostas por um conetor, são estas as primeiras a entrar em rotura. Por outro lado, em reforços com um painel, a situação inverte-se e a componente horizontal das forças transmitidas é maior, resultando na rotura das ligações com as vigas de bordo. Para os reforços 3P-C, o reforço passa funcionar em conjunto transmitindo assim a força com uma componente horizontal maior e resultando numa rotura nas ligações com a viga de bordo.

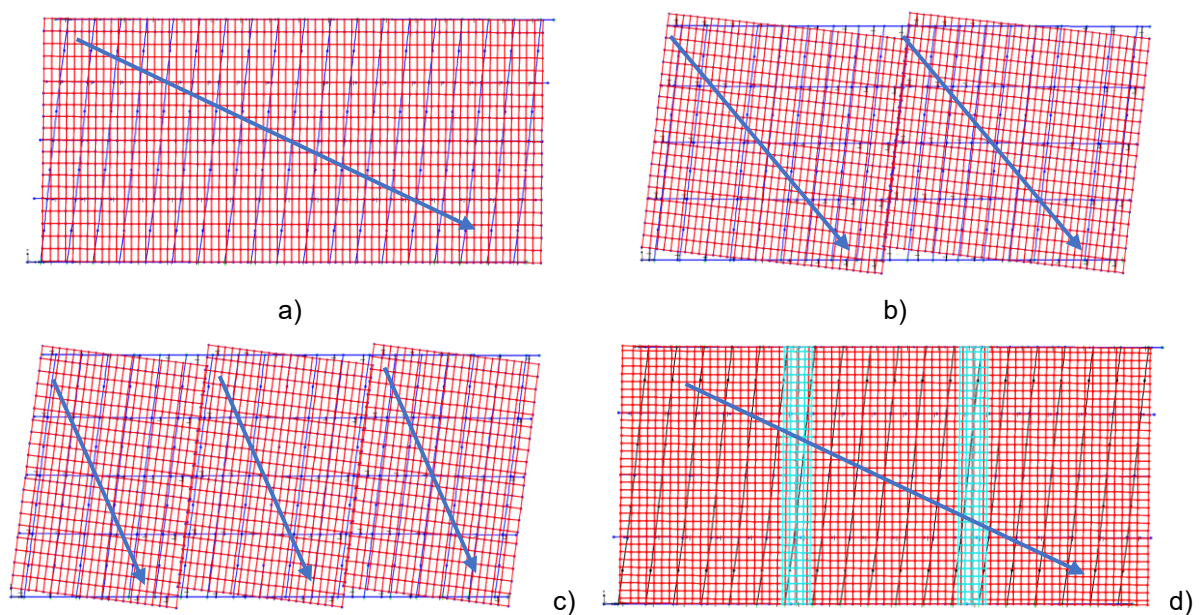


Figura 5.12 – Deformação de configurações a) 1 painel (1P) b) 2 painéis (2P) c) 3 painéis (3P) d) 3 painéis com juntas coladas (3P-C) juntamente com diagonal de distribuição de esforços pelo painel de reforço.

5.3.4. Rigidez secante por ciclo

Relativamente à rigidez secante por ciclo, apenas se analisaram as configurações que atingem uma força de cedência superior a 111,5 kN, sendo estas apenas as seguintes 8 variantes:

- APAR-50-1P
- APAR-50-2P
- APAR-50-3P-C
- PREG-50-1P
- PREG-50-2P
- PREG-50-3P-C
- PREG-75-1P
- PREG-75-3P-C

Os reforços em que são usadas ligações pregadas apresentam maiores níveis de rigidez comparativamente com as ligações aparafusadas, contudo, a evolução da rigidez com o deslocamento imposto mantém-se semelhante entre as mesmas configurações.

Verifica-se que para as configurações de apenas um painel, a rigidez secante é inicialmente superior, apresentando um patamar inicial que não é verificado em configurações com dois painéis (Figura 5.13). Contudo, a respetiva evolução de rigidez é menos suave, ocorrendo quebras de rigidez mais acentuadas. Observa-se também que para um espaçamento de 75 mm, existe uma perda de rigidez que rapidamente se aproxima dos valores apresentados pelas variantes de dois painéis seguindo-se a rotura.

A rotura ocorre mais cedo em configurações com um painel, sendo este comportamento reproduzido em situações em que as juntas se encontram solidarizadas. Com o aumento do deslocamento imposto verifica-se também que caso não ocorresse rotura, as configurações 1P e 3P-C tenderiam a apresentar um comportamento de rigidez semelhante a configurações com dois painéis.

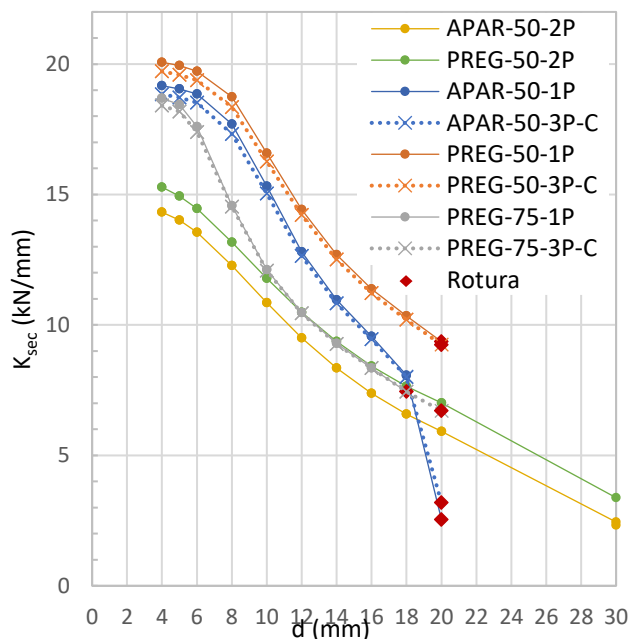


Figura 5.13 – Evolução da rigidez secante em função do deslocamento imposto (mm)

5.3.5. Verificação de segurança

Com o intuito de verificar os elementos do pavimento, considerou-se o instante em que a estrutura atinge o seu valor máximo de resistência, estando o rácio máximo de cada tipo de verificação explícito no Anexo E. Relativamente aos elementos do soalho, estes são condicionados pela verificação da segurança da secção à combinação tração com momento fletor em todas as variantes, porém tal é devido à modelação das ligações de extremidade das tábuas que foram consideradas como rígidas, libertando apenas os momentos no plano do pavimento conforme a estrutura foi concebida. Contudo, estas ligações em situações reais serão da mesma natureza das ligações com as vigas interiores, pelo que os esforços axiais estarão limitados pela resistência destas, registando assim valores muito inferiores aos atingidos pelos modelos.

Por outro lado, as vigas interiores e de bordo são condicionadas por efeitos diferentes, dependendo das configurações do reforço. Em situações em que é usado um painel ou é introduzida a solidarização das juntas entre painéis, estes elementos são condicionados por efeitos de encurvadura. No entanto, a verificação destes elementos não considerou o efeito benéfico de contraventamento que os painéis e as tábuas de soalho têm sobre as vigas. Como referido anteriormente, a verificação considerou também um momento uniforme em todo o comprimento, que não é real, como também um comprimento de encurvadura conservativo. Porém, os valores máximos atingidos na verificação encontram-se longe dos valores limites. Em situações com dois painéis de reforço, os elementos viga ficam condicionados por corte, com valores máximos junto às juntas.

Existem duas situações que apresentam valores muito próximos dos limites definidos na Secção 5.1, sendo estas as variantes PREG-50-1P e PREG-50-3P-C. Estas configurações são condicionadas pelas tábuas de soalho, no entanto, como foi anteriormente referido, os valores atingidos devem-se às ligações de extremidade com as vigas de bordo.

Relativamente aos painéis de reforço, foram verificadas as tensões existentes, analisando se as tensões não atingem os valores resistentes de cálculo da tensão de corte de painel, de tração e compressão dos elementos. A rotura do sistema de reforço ocorre ao nível das ligações entre o painel OSB3 e as vigas do pavimento, mantendo, na generalidade das configurações, as tensões no painel abaixo das tensões de cedência (Anexo E). Contudo, nas configurações pregadas com um espaçamento de 50 mm entre conetores, verifica-se que a tensão de corte de painel atinge valores próximos ou no limite quando a estrutura atinge a força máxima em torno de um deslocamento imposto de 20 mm. A tensão atuante pode, porém, ser reduzida se se aumentar a espessura do painel.

5.4. Custo de aplicação

Foi realizada uma análise de custo para duas variantes do reforço proposto, APAR-50-1P e APAR-50-3P-C, sendo estas as configurações com custos expectáveis superiores em comparação com todas as outras. Em termos de mão-de-obra, foi considerado um carpinteiro de 1ª e um de 2ª com uma taxa homem-hora de 0,197 H.h/m² (CYPE Ingenieros, S.A., 2020). Considerou-se também um valor percentual de desperdícios de 10% e os preços unitários estipulados na página de Gerador de Preços (CYPE Ingenieros, S.A., 2020).

Entre as variantes, a configuração APAR-50-1P apresenta um custo de 26,36 €/m² (Tabela 5.3) inferior aos 48,44 €/m² (Tabela 5.4) obtido para a configuração APAR-50-3P-C. No entanto, a diferença de valores deve-se apenas ao facto das ligações coladas com cola epóxi implicar a compra de uma embalagem de 5 kg, sendo necessário para o caso de estudo uma quantidade inferior. Em contexto de obra, o valor do custo da cola passaria a ser dissipado no valor total, uma vez que as áreas coladas seriam superiores.

Tabela 5.3 — Custo de aplicação de reforço APAR-50-1P

APAR-50-1P	Unidade	Quantidade	Custo unitário €/un	Total €
Descrição				
Painel estrutural OSB de partículas longas e orientadas, de altas prestações para utilização em ambiente húmido, classe OSB/3, bordos rectos, de 15 mm de espessura, densidade 550 kg/m ³ , segundo NP EN 12369-1 (2001).	m ²	7,073	8,637	61,09
Caixa de 200 parafusos VBA Plus Rosca Total Cabeça de Embeber (6 x 40 mm ²)	Un.	3	18,090	54,27
Carpinteiro de 1ª (0,197 H.h/m ²)	m ²	7,073	3,873	27,39
Carpinteiro de 2ª (0,197 H.h/m ²)	m ²	7,073	3,778	26,72
			Total	169,47

Tabela 5.4 — Custo de aplicação de reforço APAR-50-3P-C

APAR-50-3P-C	Unidade	Quantidade	Custo unitário €/un	Total €
Descrição				
Painel estrutural OSB de partículas longas e orientadas, de altas prestações para utilização em ambiente húmido, classe OSB/3, bordos rectos, de 15 mm de espessura, densidade 550 kg/m ³ , segundo NP EN 12369-1 (2001).	m ²	7,073	8,637	61,09
Caixa de 200 parafusos VBA Plus Rosca Total Cabeça de Embeber (6 x 40 mm ²)	Un.	3	18,090	54,27
Ligante epoxi estrutural de 5kg em dois componentes à base de resinas de epoxi, isento de solventes, com resistência química e mecânica para aplicações em madeira. (Consumo de 0,5-2kg/m ²)	Un.	1	129,85	129,85
Carpinteiro de 1ª (0,197 H.h/m ²)	m ²	7,817	3,873	30,28
Carpinteiro de 2ª (0,197 H.h/m ²)	m ²	7,817	3,778	29,53
			Total	311,44

5.5. Conclusões finais

Verifica-se que oito variantes conferem ao pavimento uma melhoria substancial da rigidez global no plano, com um aumento mínimo de 18 vezes em comparação com a situação não reforçada. Em termos de resistência verifica-se um aumento mínimo de 20 vezes. Os resultados obtidos encontram-se resumidos na Tabela 5.5, tal como os resultados apresentados por Fragomeli (2015). De forma a melhorar a resistência e rigidez das configurações 2P e 3P sem solidarizar as juntas dever-se-ia concentrar o número de conetores perto das juntas dos painéis, uma vez que são estas zonas que condicionam a resistência e rigidez do reforço proposto.

Em todos os casos, os elementos do pavimento mantêm-se em regime elástico e o valor de deslocamento de cedência garante que a distorção máxima atingida no pavimento é um valor baixo e que, no edifício gaioleiro caracterizado por Frazão (2013) e com a força de corte máxima estimada das empenas, não irá promover um deslocamento máximo da fachada de 200 mm para fora do plano (Figura 5.1).

Tabela 5.5 — Resultados resumidos das configurações que cumprem requisitos comparativamente com os resultados do pavimento original

Designação	Força de cedência F_{ced}^{Ref} (kN)	Deslocamento de cedência d_{ced}^{Ref} (mm)	Rigidez elástica K_{el}^{Ref} (kN/mm)	Rigidez plástica (+) $K_{pl,+}^{Ref}$ (kN/mm)	Rigidez plástica (-) $K_{pl,-}^{Ref}$ (kN/mm)	Rigidez equivalente (Ge) _{eq} (kN/mm)
Pavimento original Fragomeli (2015)	5,38	1,57	0,76	0,099	0,054	0,42
PREG-50-1P	164,86	8,19	20,13	2,18	2,20	11,07
PREG-50-3P-C	162,29	8,21	19,77	2,20	2,23	10,87
PREG-75-1P	112,34	5,96	18,86	2,17	2,16	10,37
PREG-75-3P-C	111,93	6,02	18,58	2,24	2,24	10,21
PREG-50-2P	122,24	7,88	15,51	1,51	1,50	8,53
APAR-50-1P	153,24	7,99	19,19	0,05	0,05	10,55
APAR-50-3P-C	150,13	7,95	18,88	0,28	0,26	10,38
APAR-50-2P	112,96	7,84	14,40	0,52	0,52	7,92

Com o intuito de avaliar a rigidez equivalente do pavimento e desta forma comparar os sistemas de reforço entre autores, realizou-se o cálculo segundo a Equação (2.3), tendo por base a rigidez elástica da envolvente da curva histerética. Os valores de rigidez equivalente obtidos são da mesma ordem de grandeza dos relatados por Nunes (2017) e Nunes *et al.* (2020) com um reforço reticulado metálico, tendo atingido um valor de 11,41 kN/mm. Por sua vez, Corradi *et al.* (2006) atinge um valor de 11,20kN/mm com um reforço composto por soalho duplo a 90° e diagonais de GFRP. Apenas as

configurações com um painel ou com as juntas solidarizadas apresentam valores de rigidez equivalente próximos obtidos por estes autores (Figura 5.14).

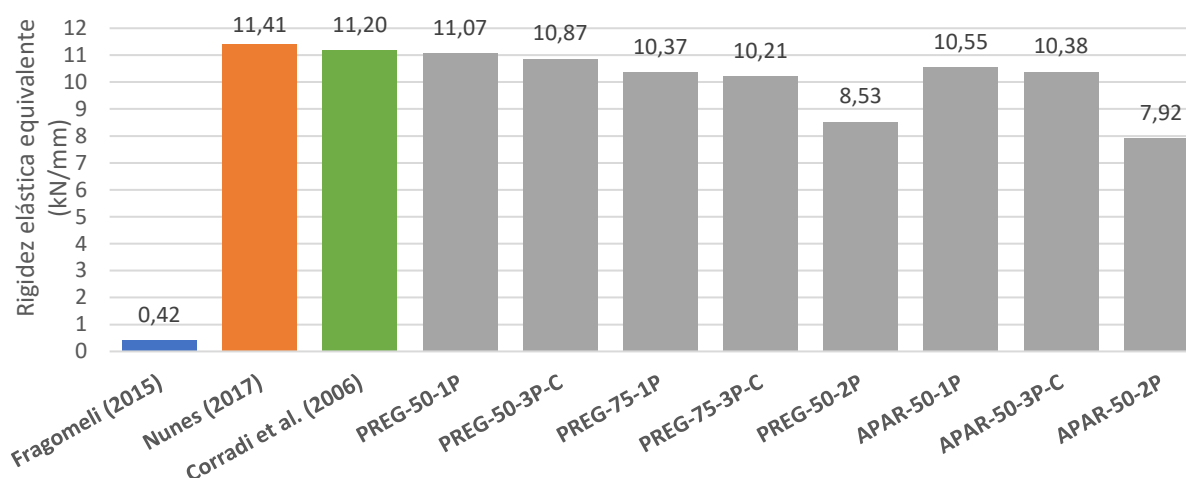


Figura 5.14 – Comparação da rigidez equivalente entre autores e reforço proposto

Contudo, em termos de custos de aplicação do reforço, foi obtido um valor máximo de 48,44 €/m² para a configuração APAR-50-3P-C dentre todas as variantes. Em contraste, relativamente ao reforço metálico proposto por Nunes (2017) e Nunes *et al.* (2020), foi obtido um custo de aplicação de 126,00€/m². A diferença de valores representa uma redução de custos de cerca de 60%, pelo que o reforço proposto poderá ser uma boa solução para o aumento de rigidez e resistência no plano, reduzindo também os custos de aplicação em contexto de obra.

6. Conclusões

O âmbito deste trabalho engloba apenas edifícios construídos até década de 40 do século XX altura em que se deu o advento do betão armado em Portugal, sendo estes definidos como edifícios antigos. Estes edifícios, com um mínimo de 80 anos de idade, apresentam na sua estrutura a madeira como principal material na execução de pavimentos.

Em termos de ações horizontais, os pavimentos são os únicos elementos estruturais nestes edifícios que possibilitam a distribuição das forças pelas paredes de alvenaria. Porém, as ligações com as paredes e as próprias ligações do pavimento condicionam esta distribuição e impossibilitam o edifício de funcionar em conjunto. Sendo Portugal um país afetado por atividade sísmica, edifícios que apresentam estas características podem implicar um aumento não só de prejuízos económicos como também em número de vítimas em caso de sismo.

Estes edifícios correspondem a cerca de 38% do parque edificado do concelho de Lisboa (Censos 2011), tendo valor um histórico quer individualmente como no seu conjunto. A sua reabilitação, respeitando a generalidade da sua estrutura e usando materiais e técnicas tradicionais, é assim importante não só para a valorização do próprio edifício e defesa da história da sua construção, como também para a implementação de medidas preventivas em casos de um desastre sísmico.

Ao longo desta dissertação, verificou-se que o problema de falta de rigidez e resistência dos pavimentos existentes baseia-se na resistência e rigidez das próprias ligações, sendo estas condicionantes para o comportamento dos pavimentos. Os pavimentos de madeira, apesar de fazerem uso de um material frágil, não apresentam rotura dos próprios elementos e demonstram um comportamento dúctil, como pode ser verificado tanto nos ensaios realizados por Nunes (2017) como Fragomeli (2015). Tal facto só é possível a partir das respetivas ligações que apresentam ductilidade.

Foram assim estudadas ligações por meio de conetores metálicos ou com recurso ao uso de cola epóxi. Relativamente aos ensaios laboratoriais em ligações com cola epóxi não foi possível concluir qual o comportamento global deste tipo de ligações, uma vez que ocorreu sempre a rotura dos provetes fora das ligações devido à pressão de aperto do equipamento usado, porém foi possível definir a respetiva rigidez elástica da cola. É assim necessário reformular o esquema de ensaio a este tipo de ligações. Com o mesmo esquema foram ensaiadas ligações pregadas e aparafusadas, tendo sido verificado um comportamento dúctil em ambas e visível o efeito *pinching* característico deste tipo de ligações. As ligações pregadas apresentaram maior dissipação de energia ao longo dos ciclos demonstrando valores superiores de rigidez e resistência em comparação com as ligações aparafusadas.

O ensaio ao pavimento original demonstrou que a única forma de transmitir as forças impostas pelas paredes de empena à restante estrutura é através das tábuas de soalho que apenas estão solidarizadas às vigas a partir de ligações pouco rígidas, sem rigidez de rotação. Considerou-se assim um reforço na

face inferior do pavimento, ligado às vigas interiores e de bordo, não dependendo assim do comportamento do soalho nem das respectivas ligações existentes. Verificou-se a importância de o reforço ser constituído por elementos contínuos, reduzindo assim o número de ligações necessárias para obter uma distribuição de esforços uniforme.

Relativamente aos reforços propostos, no qual foram modeladas quarenta variantes, verificou-se que a divisão do painel OSB3 implica uma redução substancial na rigidez elástica como também na respetiva resistência atingida, sendo próxima de 50% em ambos os casos para quando se reduz o painel em troços de 1/3 do comprimento inicial. O espaçamento tem um peso menos significativo para a rigidez, mas torna-se mais preponderante em relação à força de cedência atingida. Observou-se que a solidarização das juntas com pranchas de OSB3 de 180x15 mm² e cola epóxi poderá ser uma boa solução para dar continuidade ao reforço, apresentando valores semelhantes em termos de resistência e rigidez. Principalmente em contexto de obra que nem sempre será possível introduzir um painel contínuo em todo o pavimento, esta solução pode ser interessante pela sua facilidade de aplicação. Em termos de custos, o reforço apresenta valores por metro quadrado muito inferiores em comparação com outras soluções de reforço, podendo atingir reduções superiores a 50%.

6.1. Trabalhos futuros

A modelação das ligações baseou-se no modelo de curvas histeréticas do tipo *pivot*, estando limitadas em termos de representatividade da energia dissipada por ciclo, uma vez que este modelo não permite reproduzir o efeito *pinching* característico das ligações por meio de conetores metálicos. Como consequência desta limitação, a energia dissipada por ciclo não foi avaliada, sendo esta uma característica importante para o comportamento global do reforço, podendo posteriormente ser calculado o coeficiente de amortecimento. É sugerido que o pavimento reforçado com este sistema seja assim ensaiado à escala real, de forma a validar os resultados obtidos na presente dissertação.

Para todas as ligações modeladas, foi considerada a rotura para um deslocamento de 8 mm, sendo possível que o deslocamento de rotura descrito no Capítulo 5 seja superior caso sejam realizados ensaios a um dos reforços. Relativamente aos reforços propostos, o efeito de atrito nas juntas de divisão do painel OSB3 não foi contemplado para a modelação, sendo possível que a resistência e a respetiva rigidez sejam superiores às obtidas no modelo.

Importante salientar que esta dissertação se foca apenas nas ligações entre os elementos do pavimento, não contemplando ligações com as paredes de alvenaria, sendo estas essenciais para a transmissão da força sísmica. Sugere-se assim que se dê continuidade a este estudo com um foco às ligações parede-pavimento e realize uma análise de custo-benefício para determinar a solução mais indicada para uma situação real, tendo em conta o aumento de rigidez e resistência no plano obtidos pelas variantes do reforço proposto.

Referências Bibliográficas

- Appleton, J. (2003). *Reabilitação de Edifícios Antigos*. Lisboa: Edições Orion.
- Arriaga, F. (2002). *Intervencion en estructuras de madera*. Madrid: AITIM.
- Augustin, M., Bell, K., Kuklík, P., Lokaj, A., & Premrov, M. (2008). *Handbook 2: Design of Timber Structures according to EC5*. Prague: Educational Materials for Designing and Testing of Timber Structures – TEMTIS.
- Barbosa, S., Branco, J., & Ferreira, F. (Março de 2017). Reforço de ligações tradicionais de madeira. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, III(3).
- Brignola, A., Pampanin, S., & Podestà, S. (2012). Evaluation Evolution of the In-Plane Stiffness of Timber Diaphragms. *Earthquake Spectra*, 28(4), 1687-1709.
- Brunauer, A. (2017). The Practical Design of Dowel-Type Connections in Timber Engineering Structures according to EC5. *International Conference on Connections in Timber Engineering – From Research to Standards*, (pp. 6-14). Áustria.
- Cabrero, J., & Yurrita, M. (2018). Performance assessment of existing models to predict brittle failure modes of steel-to-timber connections loaded parallel-to-grain with dowel type fasteners. *Engineering Structures*, 171, 895-910.
- CML, C. (15 de Junho de 2018). *O Domingo Ilustrado N.º 47*. Obtido de Hemeroteca Digital: http://hemerotecadigital.cm-lisboa.pt/OBRAS/DOMINGOILUSTRADO/ANOI/1925/DEZEMBRO/N47/N47_item1/P12.html
- Computers and Structures, Inc. (CSI). (2017). *Integrated Solution for Structural Analysis and Design*, v20.0.0. Berkeley, California, USA.
- Corradi, M., Speranzini, E., Borri, A., & Vignoli, A. (2006). In-plane shear reinforcement of wood beam floors with FRP. *Composites Part B: Engineering*, 37, 310-319.
- Custódio, J., Cruz, H., Broughton, J., & Negrão, J. (2009). Thermal stability of epoxy and polyurethane adhesives and bonded joints used in the rehabilitation of timber structures. *III Jornadas Chilenas de Estructuras de Madera y I Congreso Latino Americano de Estructuras de Madera. Concepción*. Chile.
- CYPE Ingenieros, S.A. (Junho de 2020). *Preço em Portugal de m2 de painel estrutural de madeira para laje, sobre estrutura de madeira*. Obtido de Gerador de preços: http://www.geradordeprecos.info/reabilitacao/calculaprecio.asp?Valor=0|0_0_0_0|0|EMT010|emt_010:_0_0_1_0_0_1c7_0_1_1c3_0_1c7_0
- DIN 7998 - Threads and Thread Ends for Wood Screws*. (1975). German Institute for Standardisation (Deutsches Institut für Normung).
- Dinehart, D., & Shenton, H. (1999). Comparison of Static and Dynamic Response of Timber Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, 125, 686-695.
- Dowel, R. K., Wilson, E. L., & Seible, F. (1998). Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, 607-617.

- EN 12369-1: *Wood based panels - Characteristic values for structural design - Part 1: OSB, particleboards and fibreboards*. (2001). Brussels: European Committee for Standardization (CEN).
- EN 12512: *Timber Structures - Test Methods - Cyclic Testing of Joints Made with Mechanical Fasteners*. (2006). Brussels: European Committee for Standardization (CEN).
- EN 338: *Structural timber - Strength classes*. (2016). Brussels: European Committee for Standardization (CEN).
- Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings*. (2004). Brussels: European Committee for Standardization (CEN).
- Forest Products Laboratory, United States Department of Agriculture. (1999). *Mechanical Properties of Wood*. Em Forest Products Laboratory, *Wood handbook - Wood as an Engineering Material*. Madison, Wisconsin: United States Department of Agriculture (USDA).
- Fragomeli, A. (2015). *Evaluation of an in-plane stiffening technique for ancient timber floors*. Graduation thesis, Università Degli Studi Di Pavia, Pavia.
- Frazão, M. (2013). *Modelação de um edifício “Gaioleiro” para Avaliação e Reforço Sísmico*. Dissertação de mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Gago, A. (2014). *Estruturas de Edifícios em Alvenaria: Conceção, Modelação e Verificação da Segurança de Estruturas Existentes e Novas*. Lisboa: FUNDEC - Associação para a Formação e o Desenvolvimento em Engenharia Civil e Arquitectura.
- Giongo, I., Wilson, A., Dizhur, D., Derakhshan, H., Tomasi, R., Griffith, M., . . . Ingham, J. (2014). *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering Vol. 47, No. 2, June 2014*, 97-118.
- Griffith, M., Vaculik, J., Lam, N., Wilson, J. L., & Lumantarna, E. (2006). Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 801-821.
- Heimeshoff, B., & Köhler, N. (1989). Untersuchung über das Tragverhalten von zimmermannsmäßigen Holzverbindungen. *Deutsche Gesellschaft für Holzforschung*, 116.
- Instituto Nacional de Estatística. (Julho de 2020). *Censos 2011*. Obtido de Edifícios (N.º) por Localização geográfica (à data dos Censos 2011) e Época de construção; Decenal: https://www.ine.pt/xportal/xmain?xpid=INE&xpgid=ine_indicadores&indOcorrCod=0005967&contexto=bd&selTab=tab2
- Jorissen, A. (1998). *Double shear timber connections with dowel type fasteners*. Delft: Delft University of Technology.
- Köhler, J. (2007). *Reliability of timber structures*. Zurich: Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology.
- Köhler, N., & Heimeshoff, B. (1989). *Untersuchung über das Tragverhalten von zimmermannsmäßigen Holzverbindungen (Study on the structural behavior of timber carpentry joints)*. Technischen Universität München: Stuttgart.
- LNEC, L. N. (2005). *Evolução das tipologias construtivas em Portugal*. (L. N. Civil, Ed.) Lisboa: Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas.
- Lopes, M., Delgado, R., Fonseca, J., Oliveira, C., Azevedo, J., Bento, R., . . . Casanova, A. (2008). *Sismos e Edifícios* (1º ed.). Edições Orion.

- Mascarenhas, J. (2004). *Sistemas de Construção - V* (Vol. V). Lisboa: Livros Horizonte.
- Moore, J., Kelaby, A., Arasteh, A., Beningfield, N., Fudge, C., Haynes, J., . . . Watt, P. (2008). *Manual for the design of plain masonry in building structures to Eurocode 6*. Londres: The Institution of Structural Engineers.
- Nunes, M. B. (2017). *Comportamento de uma solução de reforço metálica para pavimentos de madeira*. Dissertação de mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Nunes, M., Bento, R., & Lopes, M. (2020). In-plane stiffening and strengthening of timber floors for the improvement of seismic behaviour of URM buildings. *International Journal of Masonry Research and Innovation*, 5(1), 85-120.
- Page, A. (2002). *Unreinforced masonry structures - An Australian overview*. Newcastle, Australia: Clay Brick and Paver Institute.
- Palma, P. M. (2009). *Ligações tradicionais em estrutura de madeira: Avaliação experimental do seu comportamento mecânico*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Piazza, M., Baldessari, C., & Tomasi, R. (2008). The Role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.
- Poletti, E., Vasconcelos, G., Branco, J., & Aikaterini, M. (2016). Performance evaluation of traditional timber joints under cyclic loading and their influence on the seismic response of timber frame structures. *Construction and Building Materials*, 127, 321-334.
- Popovski, M. (2000). *Seismic performance of braced timber frames*. Vancouver, Canada: University of British Columbia.
- Popovski, M., Prion, H., & Karacabeyli, E. (2011). Seismic performance of connections in heavy timber construction. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 29, 389-399.
- Porcu, M. (2017). Ductile Behavior of Timber Structures under Strong Dynamic Loads. Em G. Concu, *Wood in Civil Engineering* (pp. 173-196). InTech.
- Sawata, K., & Yasumura, M. (2002). Determination of embedding strength of wood for dowel-type fasteners. *Journal of Wood Science*, 48, 138-146.
- Tomasi, R., & Pasca, D. (2017). Assessment of Existing Safety Formats for Timber Connections - How Probabilistic Approaches can Influence Connection Design in Timber Engineering. *International Conference on Connections in Timber Engineering – From Research to Standards*, (pp. 212-223). Austria.
- Vaculik, J. (2012). *Unreinforced masonry walls subjected to out-of-plane seismic action*. Tese de doutoramento, University of Adelaide, School of Civil, Environmental and Mining Engineering.
- Valluzzi, M. R., Modena, C., Benetta, M. D., & Garbin, E. (2008). Experimental assessment and modelling of in-plane behaviour of timber floors. *VI International Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions* (pp. 755-762). Bath, UK: Taylor & Francis Group.
- Valluzzi, M. R., Modena, C., Benetta, M. D., & Garbin, E. (2010). In-plane strengthening of timber floors for the seismic improvement of masonry buildings. *11th World Conference on Timber Engineering*. Trentino, Italy.

- Verbist, M., Branco, J., Parracha, J., & Nunes, L. (2019). Moisture assessment at a timber beam-end in contact with wet masonry. *TEST&E 2019 - 2° Congress on Tests and Experimentations in Civil Engineering - Monitoring and Preserving*. Porto.
- Vick, C. (1999). Adhesive bonding of wood materials. Em *Wood handbook : Wood as an engineering material*. Madison, WI: USDA Forest Service, Forest Products Laboratory.

Anexo A - Resumo de resultados de diversos autores

Tabela A.1 — Resultados de rigidez e resistência

Autor / Tipo de Carregamento	Dimensões (m x m)	Designação	Descrição do pavimento	Reforço	Resistência (kN)	Rigidez global, K (kN/mm)	Rigidez equivalente, (Ge) _{eq} (kN/mm)
Fragomeli (2015) / Cíclico	3,42 x 1,88	-	Vigas dispostas na maior direção com tábuas de soalho corrido	-	8,68	1,80	0,99
				Pregos em ziguezague	5,38	0,76	0,42
Nunes (2017) / Cíclico	3,42 x 1,88	-	Vigas dispostas na maior direção com tábuas de soalho corrido	Estrutura metálica reticulada	146,81	20,21	11,41
Corradi <i>et al.</i> (2006) / Monotónico	3,00 x 3,00	01-T2-OR	Vigas dispostas nas duas direções em duas camadas. 2 pregos por extremidade da tábua de soalho	-	4,94	0,47	0,47
		02-T6-OR		Colocação adicional de 2 pregos a meio de cada tábua	12,38	0,28	0,28
		03-T4-T6		Soalho duplo a 90°	19,31	1,71	1,71
		05-T4-FV		Soalho duplo a 90° e diagonais de GFRP	65,63	11,20	11,20
		06-T4-FV		Soalho duplo a 90° e malha de GFRP	57,84	5,04	5,04
Piazza <i>et al.</i> (2008) / Cíclico	5,00 x 4,00	-	Soalho pregado a vigas com 4 pregos por intersecção e 2 por extremidade.	-	-	±1	0,31
				Soalho duplo a 45°	-	±11	3,44
				Barras de aço reticuladas	-	±18	5,63
				Faixas de CFRP	-	±50	15,63
				3 Placas de contraplacado	-	±85	26,56
			Laje de betão armado	-	±75	23,44	
Valluzzi <i>et al.</i> (2010) / Monotónico	2,20 x 2,20	FMSB	Soalho com bordo simples	-	0,77	0,09	0,09
		FM	Soalho com bordo macho-fêmea	-	0,90	0,34	0,34
		FM+45°SP (A)	Soalho com bordo simples	Soalho duplo a 45°	14,03	1,29	1,29
		FM+45°SP (B)	Soalho com bordo macho-fêmea	Soalho duplo a 45°	12,61	1,37	1,37
		FM±45°PD (A)	Soalho com bordo macho-fêmea	Soalho triplo a 45°	16,59	1,89	1,89
		FMWD (D)	Soalho com bordo simples	Prancha de madeira na diagonal	2,91	0,29	0,29
		DMWD (E)	Soalho com bordo simples	2 Pranchas de madeira nas diagonais	7,41	0,89	0,89
FMSD	Soalho com bordo simples	Barra de aço na diagonal	6,11	0,41	0,41		
Brignola <i>et al.</i> (2012) / Cíclico	3,00 x 4,00	AB-1/AB-4	Sem anel de coroamento e sem apoios flexíveis	-	55/45	-	0,34/0,33
		R-1/R-4		Placas de contraplacado	150/175	-	1,66/1,60
		AB-2	Com anel de coroamento e sem apoios flexíveis	-	60	-	0,49
		R-2		Placas de contraplacado	200	-	2,36
		AB-3	Com anel de coroamento e apoios flexíveis	-	45	-	0,44
		R-3		Placas de contraplacado	140	-	1,69
		AB-5	Sem anel de coroamento e sem apoios flexíveis e faixa metálica a solidarizar tábuas de soalho aos pares	-	55	-	0,52
R-5	Placas de contraplacado	150		-	1,99		

Anexo B - Resultados de ensaios a ligações

B1 - Ligações pregadas

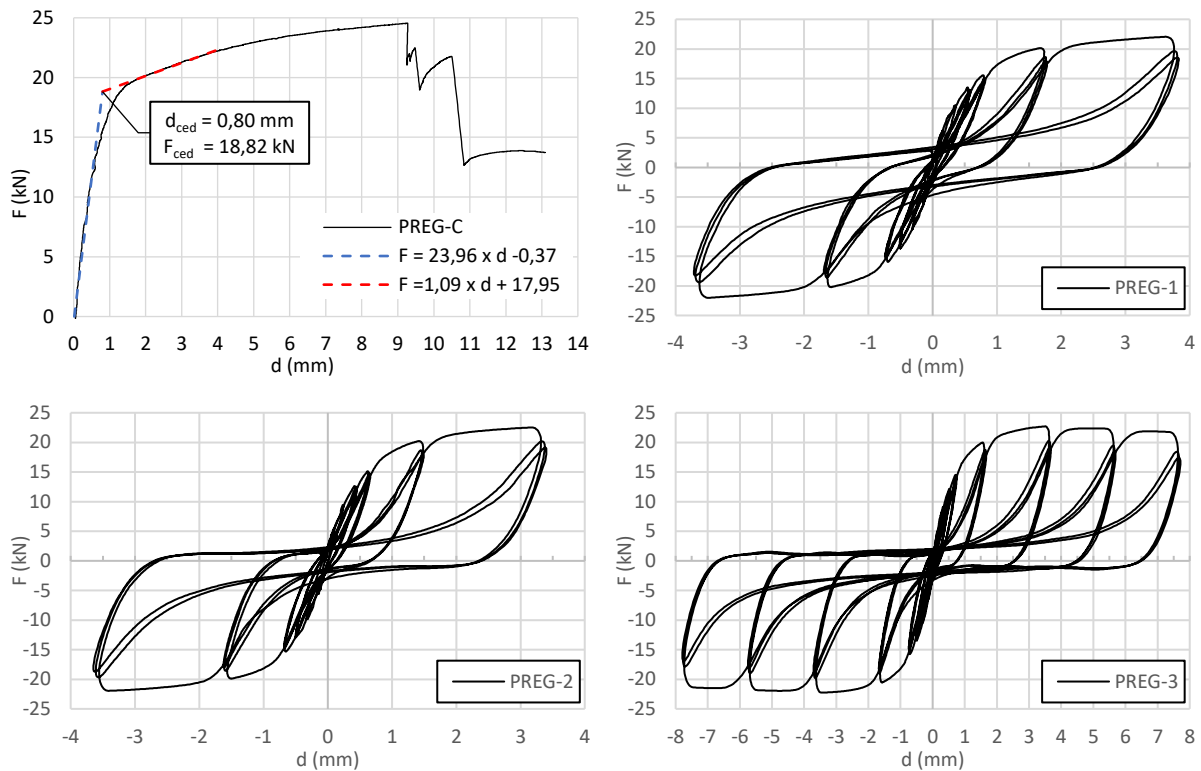


Figura B.1 – Resultados dos monotónicos e cíclicos a ligações pregadas

Tabela B.2 — Resultados por ciclo de ligações pregadas

Ensaio		PREG-1		F+	F-	d+	d-	E _d	K _{sec}
Ciclo	d _{imp} (mm)	kN	kN	mm	mm	kNmm	kN/mm		
1	0,25	6,27	-5,99	0,15	-0,14	0,46	41,40		
2	0,5	10,50	-10,42	0,35	-0,31	1,90	31,53		
3	0,75	13,52	-13,66	0,54	-0,50	4,29	25,96		
4	0,75	13,15	-13,17	0,57	-0,51	3,03	24,33		
5	0,75	12,88	-12,96	0,58	-0,50	2,80	23,83		
6	1	15,58	-15,93	0,78	-0,69	6,41	21,37		
7	1	15,05	-15,24	0,80	-0,73	4,89	19,77		
8	1	14,76	-14,97	0,82	-0,73	4,49	19,20		
9	2	20,17	-20,19	1,68	-1,58	35,78	12,38		
10	2	18,65	-18,54	1,75	-1,65	19,72	10,95		
11	2	17,93	-17,86	1,77	-1,68	17,89	10,39		
12	4	22,08	-21,99	3,62	-3,50	107,66	6,18		
13	4	19,64	-19,36	3,76	-3,63	58,59	5,28		
14	4	18,52	-18,22	3,80	-3,69	53,14	4,90		

Tabela B.2 — Resultados por ciclo de ligações pregadas (Continuação)

Ensaio	PREG-2	F+	F-	d+	d-	Ed	K_{sec}
Ciclo	d_{imp} (mm)	kN	kN	mm	mm	kNmm	kN/mm
1	0,25	5,54	-5,53	0,10	-0,14	0,40	45,41
2	0,5	9,43	-9,85	0,24	-0,32	1,38	34,60
3	0,75	12,64	-12,96	0,42	-0,50	3,50	27,84
4	0,75	12,49	-12,55	0,44	-0,50	2,66	26,66
5	0,75	12,35	-12,38	0,45	-0,49	2,51	26,17
6	1	15,13	-15,29	0,62	-0,65	5,80	23,83
7	1	14,75	-14,72	0,65	-0,67	4,50	22,34
8	1	14,50	-14,51	0,66	-0,68	4,27	21,74
9	2	20,22	-19,88	1,42	-1,50	33,05	13,75
10	2	18,66	-18,56	1,45	-1,59	15,89	12,24
11	2	18,06	-17,97	1,48	-1,62	14,60	11,64
12	4	22,52	-21,94	3,17	-3,41	99,52	6,76
13	4	20,17	-19,64	3,33	-3,57	46,65	5,77
14	4	19,12	-18,72	3,39	-3,63	40,97	5,40
Ensaio	PREG-3	F+	F-	d+	d-	Ed	K_{sec}
Ciclo	d_{imp} (mm)	kN	kN	mm	mm	kNmm	kN/mm
1	0,25	4,94	-6,48	0,14	-0,14	0,44	41,03
2	0,5	9,10	-10,44	0,32	-0,31	2,09	30,86
3	0,75	12,16	-13,47	0,52	-0,50	4,46	25,13
4	0,75	11,96	-13,05	0,52	-0,52	3,50	23,90
5	0,75	11,79	-12,89	0,53	-0,52	3,41	23,56
6	1	14,54	-15,75	0,71	-0,71	6,87	21,31
7	1	14,11	-15,14	0,73	-0,73	5,28	20,02
8	1	13,91	-14,90	0,73	-0,74	5,21	19,56
9	2	19,99	-20,54	1,55	-1,57	34,25	12,96
10	2	18,72	-18,98	1,64	-1,65	17,39	11,46
11	2	18,08	-18,39	1,66	-1,67	15,29	10,98
12	4	22,71	-22,23	3,50	-3,48	104,05	6,44
13	4	20,24	-19,79	3,61	-3,65	44,78	5,51
14	4	19,21	-18,92	3,66	-3,69	39,82	5,19
15	6	22,31	-21,82	5,43	-5,47	133,74	4,05
16	6	19,43	-18,96	5,61	-5,68	68,26	3,40
17	6	18,43	-18,06	5,66	-5,71	63,16	3,21
18	8	21,77	-21,38	7,37	-7,44	153,61	2,91
19	8	18,41	-17,83	7,61	-7,71	89,34	2,37
20	8	17,44	-16,92	7,67	-7,74	81,71	2,23

B2 - Ligações aparafusadas

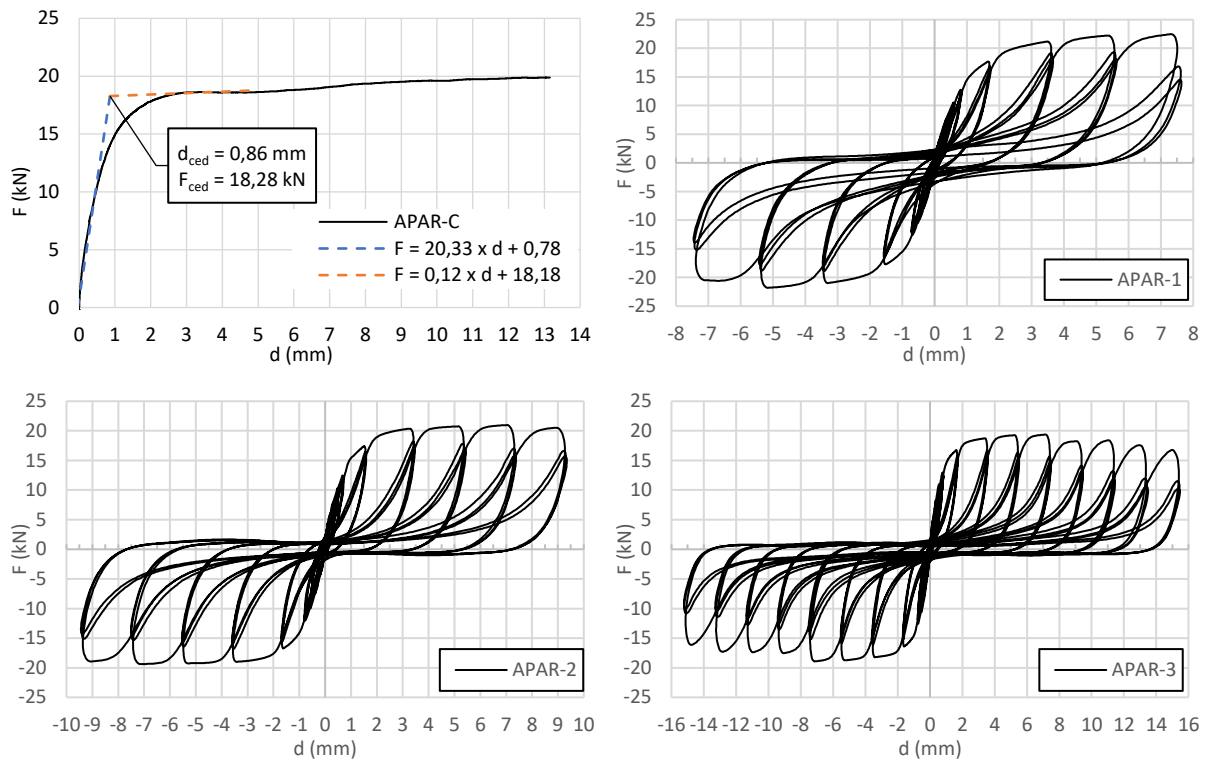


Figura B.2 – Resultados dos monotônicos e cíclicos a ligações aparafusadas

Tabela B.3— Resultados por ciclo de ligações aparafusadas

Ensaio		F+: Força no sentido positivo		d+: Deslocamento no sentido positivo		E _d : Energia dissipada	
Ciclo		F-: Força no sentido negativo		d-: Deslocamento no sentido negativo		K _{sec} : Rigidez secante	
APAR-1	F+	F-	d+	d-	E _d	K _{sec}	
d _{imp} (mm)	kN	kN	mm	mm	kNmm	kN/mm	
1	0,25	4,04	-4,81	0,15	-0,17	0,42	27,42
2	0,5	7,62	-7,89	0,36	-0,34	1,47	22,30
3	0,75	10,52	-10,50	0,58	-0,53	3,16	19,01
4	0,75	10,44	-10,21	0,60	-0,52	2,63	18,49
5	0,75	10,32	-10,08	0,61	-0,52	2,57	18,11
6	1	12,73	-12,59	0,80	-0,70	4,98	16,92
7	1	12,42	-12,16	0,84	-0,71	4,09	15,88
8	1	12,24	-11,98	0,83	-0,71	3,97	15,71
9	2	17,67	-17,71	1,66	-1,52	25,09	11,15
10	2	16,82	-16,59	1,70	-1,56	13,50	10,26
11	2	16,37	-16,14	1,73	-1,56	11,78	9,87
12	4	21,16	-20,95	3,49	-3,31	83,82	6,19
13	4	19,18	-18,86	3,60	-3,41	42,32	5,42
14	4	18,30	-18,02	3,63	-3,43	36,92	5,14
15	6	22,21	-21,79	5,37	-5,16	121,03	4,18
16	6	19,27	-18,82	5,53	-5,36	72,08	3,50
17	6	18,15	-17,72	5,61	-5,40	63,22	3,26

Tabela B.3 — Resultados por ciclo de ligações aparafusadas (Continuação)

Ensaio	APAR-1	F+	F-	d+	d-	Ed	K_{sec}
Ciclo	d_{imp} (mm)	kN	kN	mm	mm	kNmm	kN/mm
18	8	22,45	-20,50	7,31	-6,99	147,93	3,00
19	8	16,81	-15,19	7,55	-7,37	77,59	2,15
20	8	14,49	-13,88	7,60	-7,41	53,68	1,89
Ensaio	APAR-2	F+	F-	d+	d-	Ed	K_{sec}
Ciclo	d_{imp} (mm)	kN	kN	mm	mm	kNmm	kN/mm
1	0,25	4,39	-4,41	0,11	-0,20	0,51	28,83
2	0,5	7,59	-7,47	0,29	-0,39	1,80	22,33
3	0,75	10,29	-9,96	0,48	-0,58	3,62	19,17
4	0,75	10,18	-9,74	0,49	-0,58	3,19	18,53
5	0,75	10,04	-9,65	0,49	-0,60	3,00	18,06
6	1	12,45	-12,05	0,68	-0,77	5,42	16,86
7	1	12,15	-11,63	0,70	-0,79	4,68	15,95
8	1	11,95	-11,47	0,70	-0,79	4,78	15,68
9	2	17,41	-16,72	1,51	-1,62	26,17	10,93
10	2	16,44	-15,55	1,56	-1,66	13,97	9,97
11	2	15,93	-15,09	1,58	-1,68	12,47	9,52
12	4	20,37	-18,99	3,29	-3,44	80,11	5,85
13	4	18,19	-16,81	3,40	-3,55	33,46	5,04
14	4	17,27	-16,01	3,44	-3,58	28,06	4,74
15	6	20,75	-19,25	5,15	-5,31	102,16	3,82
16	6	17,83	-16,41	5,32	-5,46	48,01	3,17
17	6	16,84	-15,53	5,41	-5,49	41,53	2,97
18	8	20,97	-19,36	7,04	-7,16	114,86	2,84
19	8	16,99	-15,32	7,29	-7,41	62,94	2,20
20	8	15,79	-14,30	7,32	-7,45	51,37	2,04
21	10	20,52	-18,94	8,96	-9,07	122,61	2,19
22	10	16,61	-15,12	9,23	-9,32	74,29	1,71
23	10	15,69	-14,26	9,28	-9,39	67,07	1,60
Ensaio	APAR-3	F+	F-	d+	d-	Ed	K_{sec}
Ciclo	d_{imp} (mm)	kN	kN	mm	mm	kNmm	kN/mm
1	0,25	4,76	-4,64	0,17	-0,15	0,40	29,21
2	0,5	8,23	-7,94	0,36	-0,36	1,52	22,53
3	0,75	10,93	-10,63	0,56	-0,54	3,29	19,56
4	0,75	10,77	-10,28	0,58	-0,55	2,78	18,58
5	0,75	10,63	-10,14	0,59	-0,55	2,54	18,32
6	1	12,94	-12,58	0,78	-0,74	5,36	16,76
7	1	12,53	-12,02	0,81	-0,75	4,32	15,73
8	1	12,32	-11,82	0,82	-0,76	3,99	15,23
9	2	16,72	-16,41	1,62	-1,61	26,43	10,26
10	2	15,69	-15,14	1,69	-1,65	12,31	9,23

Tabela B.3 — Resultados por ciclo de ligações aparafusadas (Continuação)

Ensaio	APAR-3	F+	F-	d+	d-	E _d	K _{sec}
Ciclo	d _{imp} (mm)	kN	kN	mm	mm	kNmm	kN/mm
11	2	15,16	-14,65	1,70	-1,67	10,66	8,84
12	4	18,75	-18,22	3,41	-3,41	74,94	5,42
13	4	16,72	-16,08	3,54	-3,53	31,39	4,63
14	4	15,78	-15,34	3,55	-3,59	26,28	4,36
15	6	19,25	-18,75	5,26	-5,28	96,87	3,61
16	6	16,34	-15,78	5,43	-5,46	49,34	2,95
17	6	15,36	-14,86	5,46	-5,50	43,23	2,76
18	8	19,37	-18,92	7,16	-7,14	116,13	2,68
19	8	15,68	-15,17	7,40	-7,39	68,38	2,09
20	8	14,58	-13,79	7,42	-7,47	60,61	1,91
21	10	18,25	-17,56	9,12	-9,07	118,25	1,97
22	10	14,11	-13,52	9,38	-9,33	71,27	1,48
23	10	13,12	-12,56	9,40	-9,36	64,33	1,37
24	12	18,41	-17,40	11,06	-10,95	127,88	1,63
25	12	13,16	-12,70	11,33	-11,26	79,88	1,14
26	12	11,85	-11,49	11,37	-11,27	67,79	1,03
27	14	17,56	-17,28	13,02	-12,89	127,21	1,34
28	14	11,94	-11,43	13,31	-13,14	82,04	0,88
29	14	10,55	-10,31	13,42	-13,22	67,80	0,78
30	16	16,70	-16,12	15,05	-14,81	122,77	1,10
31	16	11,49	-10,78	15,33	-15,09	81,74	0,73
32	16	10,21	-9,86	15,37	-15,16	72,00	0,66

B3 - Ligações coladas

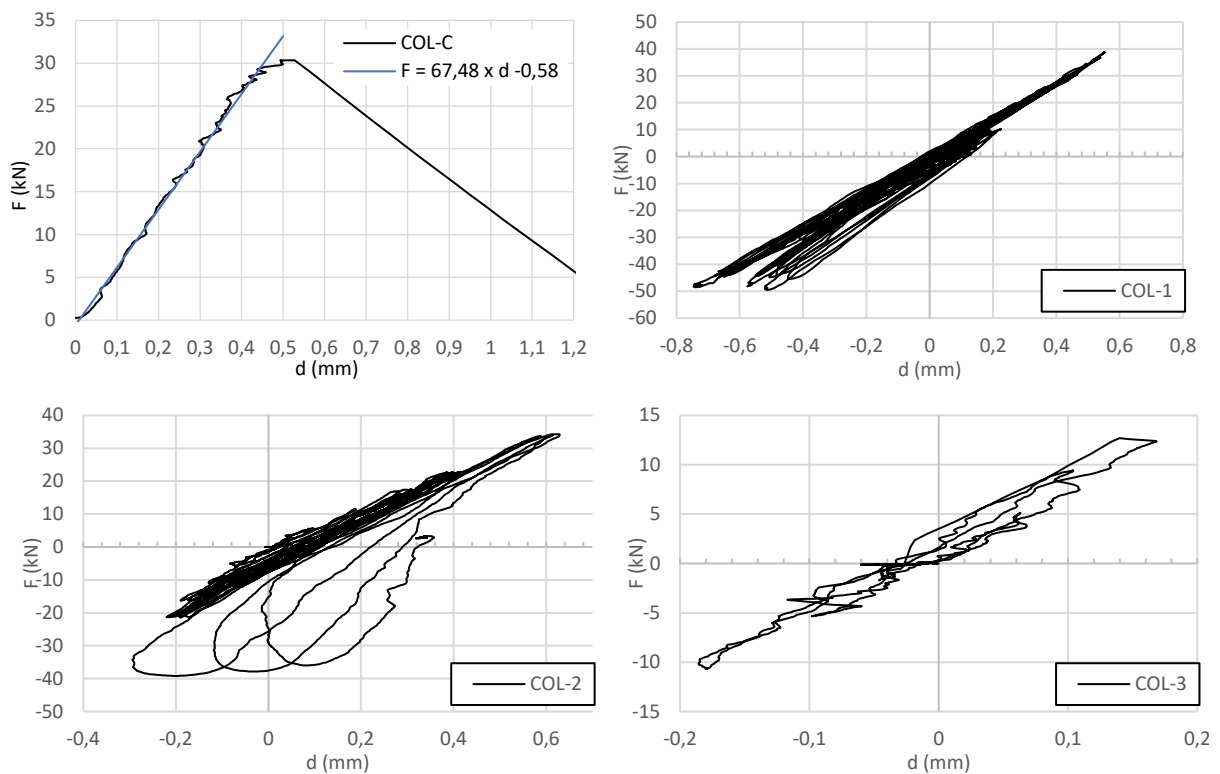


Figura B.3 – Resultados dos monotônicos e cíclicos a ligações coladas

Tabela B.4 — Resultados por ciclo de ligações coladas

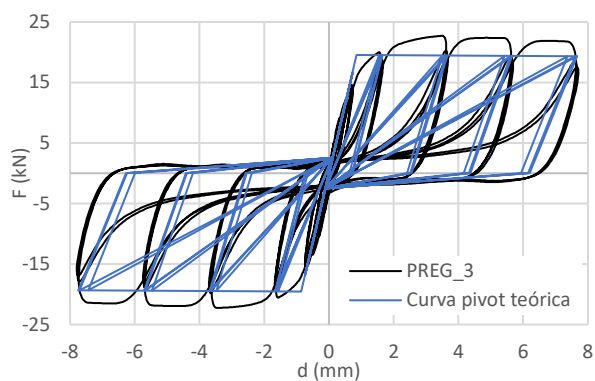
Ensaio		COL-1		F+	F-	d+	d-	E _d	K _{sec}
Ciclo		d _{imp} (mm)		kN	kN	mm	mm	kNmm	kN/mm
1		0,25		6,75	-6,61	0,08	-0,09	0,05	78,59
2		0,5		13,56	-13,01	0,18	-0,17	-0,07	75,91
3		0,75		19,67	-19,16	0,27	-0,27	0,02	71,91
4		0,75		19,43	-19,19	0,28	-0,27	-0,07	70,22
5		0,75		20,32	-19,21	0,29	-0,26	0,11	71,87
6		1		25,27	-25,35	0,36	-0,33	0,34	73,36
7		1		25,65	-17,68	0,36	-0,23	-0,29	73,44
8		1		25,82	-24,96	0,37	-0,32	0,03	73,59
9		2		36,79	-43,07	0,54	-0,67	2,59	66,00
10		2		38,86	-44,39	0,55	-0,68	3,23	67,68
11		2		34,55	-44,81	0,49	-0,67	2,50	68,41
12		4		30,66	-44,58	0,47	-0,65	1,22	67,18
13		4		31,76	-48,52	0,47	-0,74	2,23	66,35
14		4		8,54	-43,90	0,11	-0,63	-0,04	70,86
15		6		9,73	-29,37	0,15	-0,41	-0,51	69,82

Tabela B.4 — Resultados por ciclo de ligações coladas (Continuação)

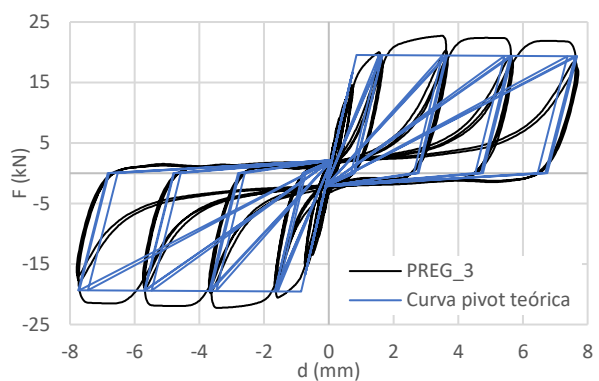
Ensaio	COL-1	F+	F-	d+	d-	E_d	K_{sec}
Ciclo	d_{imp} (mm)	kN	kN	mm	mm	kNmm	kN/mm
16	6	10,38	-30,85	0,15	-0,40	-1,55	74,96
17	6	7,37	-44,34	0,14	-0,55	0,42	74,94
18	8	10,44	-44,00	0,19	-0,54	-0,34	74,58
19	8	10,17	-48,20	0,23	-0,57	-1,78	72,96
20	8	9,84	-44,82	0,18	-0,51	-0,39	79,22
21	10	9,73	-43,91	0,19	-0,48	-1,18	80,06
22	10	9,55	-49,53	0,18	-0,51	-3,74	84,51
Ensaio	COL-2	F+	F-	d+	d-	E_d	K_{sec}
Ciclo	d_{imp} (mm)	kN	kN	mm	mm	kNmm	kN/mm
1	0,25	5,56	-5,06	0,10	-0,08	-0,03	59,00
2	0,5	11,40	-11,11	0,19	-0,13	-0,03	70,34
3	0,75	16,36	-16,29	0,28	-0,19	-0,04	69,47
4	0,75	17,19	-16,23	0,30	-0,17	0,32	71,11
5	0,75	16,98	-16,25	0,31	-0,16	0,31	70,70
6	1	22,11	-21,32	0,38	-0,22	0,19	72,38
7	1	22,55	-21,30	0,39	-0,22	0,47	71,88
8	1	22,52	-21,33	0,40	-0,21	0,78	71,88
9	2	22,63	-21,30	0,41	-0,19	0,72	73,22
10	2	22,75	-20,74	0,42	-0,18	0,76	72,48
11	2	33,63	-37,75	0,59	-0,28	-3,31	82,04
12	4	34,14	-37,62	0,61	-0,06	8,43	107,10
13	4	34,15	-29,02	0,63	0,00	-27,85	100,27
Ensaio	COL-3	F+	F-	d+	d-	E_d	K_{sec}
Ciclo	d_{imp} (mm)	kN	kN	mm	mm	kNmm	kN/mm
1	0,25	5,09	-5,33	0,06	-0,10	-0,07	65,13
2	0,5	9,41	-10,69	0,10	-0,18	-0,23	71,79
3	0,75	12,41	3,65	0,17	0,00	-0,13	51,53

Anexo C - Parâmetros *Pivot*

C1 - Parâmetro α_n

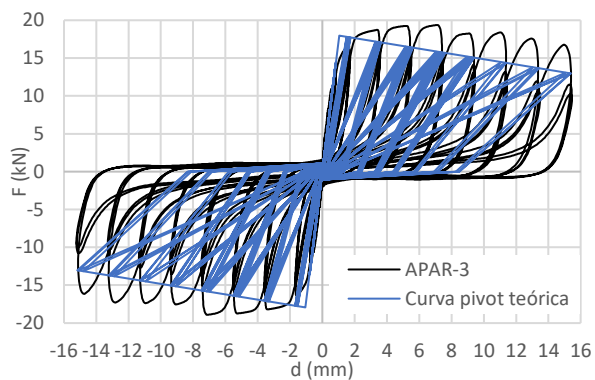


$\alpha = 10$

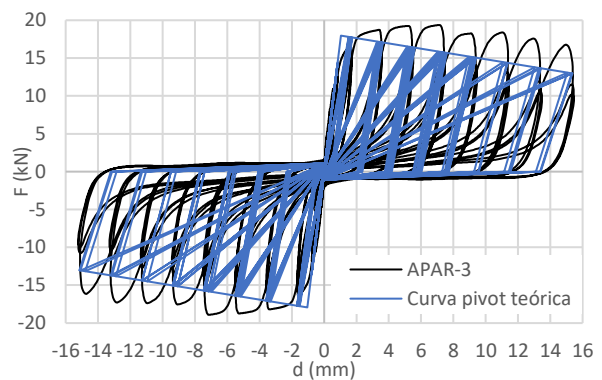


$\alpha = 100$

Ligações pregadas



$\alpha = 1$



$\alpha = 8$

Ligações aparafusadas

Figura C.4 – Diferença da curva *pivot* teórica para diferentes parâmetros α

C2 - Parâmetro β_n

Tabela C.5 — Cálculo do parâmetro β_n relativo a ligações aparafusadas

Ciclo	Amplitude (mm)	Ensaio 1		Ensaio 2		Ensaio 3	
		F^+ (kN)	F^- (kN)	F^+ (kN)	F^- (kN)	F^+ (kN)	F^- (kN)
9	2	0,92	-2,74	1,86	-1,75	1,13	-1,95
10	2	1,20	-1,69	1,75	-0,96	1,10	-0,99
11	2	1,07	-1,49	1,58	-0,85	0,94	-0,89
12	4	0,99	-3,68	1,32	-1,81	0,85	-2,06
13	4	1,94	-2,10	1,42	-0,84	1,31	-1,18
14	4	1,59	-1,82	1,20	-0,70	1,10	-0,99
15	6	1,43	-3,41	0,96	-1,10	0,95	-1,73
16	6	2,33	-2,46	1,29	-0,80	1,46	-1,28
17	6	1,96	-2,12	1,14	-0,69	1,26	-1,14
18	8	1,76	-3,27	0,90	-0,95	0,96	-1,70
19	8	2,27	-1,71	1,25	-0,74	1,55	-1,43
20	8	1,05	-0,96	0,90	-0,49	1,35	-1,29
21	10	-	-	0,73	-0,51	0,91	-1,22
22	10	-	-	0,98	-0,55	0,82	-0,97
23	10	-	-	0,90	-0,50	0,72	-0,89
24	12	-	-	-	-	0,55	-1,20
25	12	-	-	-	-	0,65	-0,87
26	12	-	-	-	-	0,55	-0,69
27	14	-	-	-	-	0,36	0,36
28	14	-	-	-	-	-0,84	0,59
29	14	-	-	-	-	-0,54	0,75
30	16	-	-	-	-	-0,53	0,51
31	16	-	-	-	-	-0,58	0,89
32	16	-	-	-	-	-0,61	0,91
$F_{média}^+ = 1,02 \text{ kN}$ $F_{média}^- = -1,16 \text{ kN}$ $F_{ced}^+ = 18,65 \text{ kN}$ $F_{ced}^- = -17,95 \text{ kN}$				$\beta_1 = \frac{F_{média}^+}{F_{ced}^+} = 0,05$ $\beta_2 = \frac{F_{média}^-}{F_{ced}^-} = 0,06$ $\beta_{med} = 0,06$			

Tabela C.6 — Cálculo do parâmetro β_n relativo a ligações pregadas

Ciclo	Amplitude (mm)	Ensaio 1		Ensaio 2		Ensaio 3	
		F^+ (kN)	F^- (kN)	F^+ (kN)	F^- (kN)	F^- (kN)	F^+ (kN)
9	2	1,00	-3,74	1,67	-2,81	1,25	-3,21
10	2	2,21	-2,26	1,88	-1,46	1,54	-1,75
11	2	2,00	-2,08	1,78	-1,34	1,35	-1,53
12	4	1,86	-4,64	1,63	-3,02	0,98	-3,29
13	4	3,46	-3,21	2,30	-1,92	1,73	-1,94
14	4	3,09	-2,98	2,04	-1,72	1,50	-1,71
15	6	-	-	-	-	1,19	-2,48
16	6	-	-	-	-	1,98	-2,09
17	6	-	-	-	-	1,80	-1,96
18	8	-	-	-	-	1,52	-2,27
19	8	-	-	-	-	2,02	-2,12
20	8	-	-	-	-	1,80	-1,92
$F_{média}^+ = 1,82 \text{ kN}$ $F_{média}^- = -2,39 \text{ kN}$ $F_{ced}^+ = 19,50 \text{ kN}$ $F_{ced}^- = -19,52 \text{ kN}$				$\beta_1 = \frac{F_{média}^+}{F_{ced}^+} = 0,09$ $\beta_2 = \frac{F_{média}^-}{F_{ced}^-} = 0,12$ $\beta_{med} = 0,11$			

Anexo D - Propriedades dos materiais usados no reforço

Tabela D.7 — Classe de resistência e valores característicos da madeira C14 de acordo com a norma EN 338 (2016)

Tensão característica de cedência:		
Flexão	$f_{m,k}$	14 N/mm^2
Tração paralela ao fio	$f_{t,0,k}$	8 N/mm^2
Tração perpendicular ao fio	$f_{t,90,k}$	0,4 N/mm^2
Compressão paralela ao fio	$f_{c,0,k}$	16 N/mm^2
Compressão perpendicular ao fio	$f_{c,90,k}$	2 N/mm^2
Corte	$f_{v,k}$	1,7 N/mm^2
Módulo de elasticidade médio paralelo ao veio	$E_{0,mean}$	7 kN/mm^2
Módulo de elasticidade médio perpendicular ao veio	$E_{90,mean}$	0,23 kN/mm^2
Módulo de distorção médio	G_{mean}	0,44 kN/mm^2
Densidade característica	ρ_k	290 kg/m^3

Tabela D.8 — Classe de resistência e valores característicos da madeira OSB3 de acordo com a norma EN 12369-1 (2001)

Tensão característica de cedência:		
Tração paralela ao fio	$f_{t,0,k}$	9,4 N/mm^2
Tração perpendicular ao fio	$f_{t,90,k}$	7,0 N/mm^2
Compressão paralela ao fio	$f_{c,0,k}$	15,4 N/mm^2
Compressão perpendicular ao fio	$f_{c,90,k}$	12,7 N/mm^2
Corte de painel	$f_{v,k}$	6,8 N/mm^2
Corte	$f_{r,k}$	1,0 N/mm^2
Módulo de elasticidade médio paralelo ao veio	$E_{0,mean}$	4,930 kN/mm^2
Módulo de elasticidade médio perpendicular ao veio	$E_{90,mean}$	1,980 kN/mm^2
Módulo de distorção médio	G_{mean}	1,080 kN/mm^2
Densidade característica	ρ_k	550 kg/m^3

Anexo E - Resultados de modelos

E1 - Curvas histeréticas

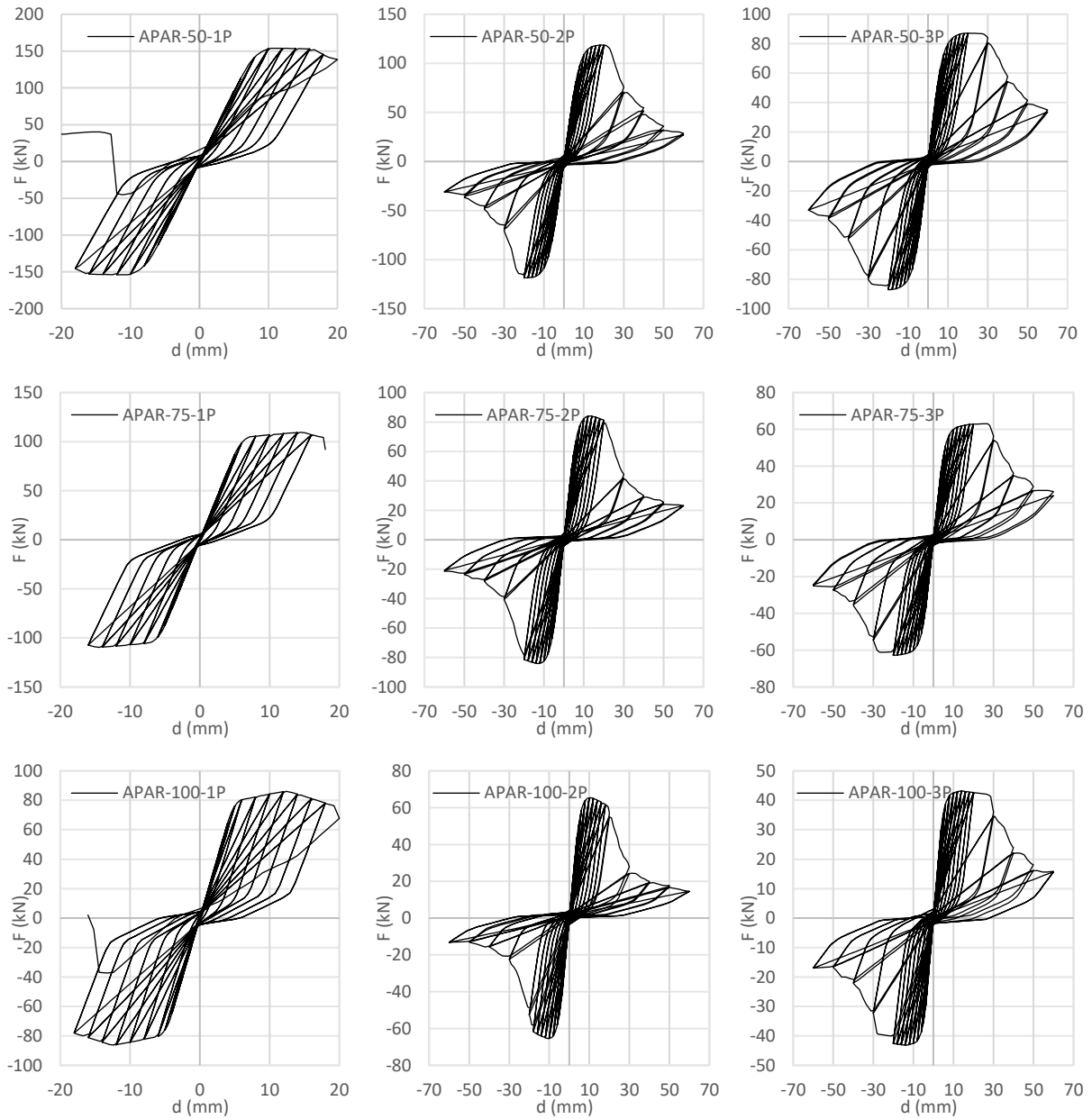


Figura E.5 – Curvas histeréticas de todas as variantes do reforço (1/4)

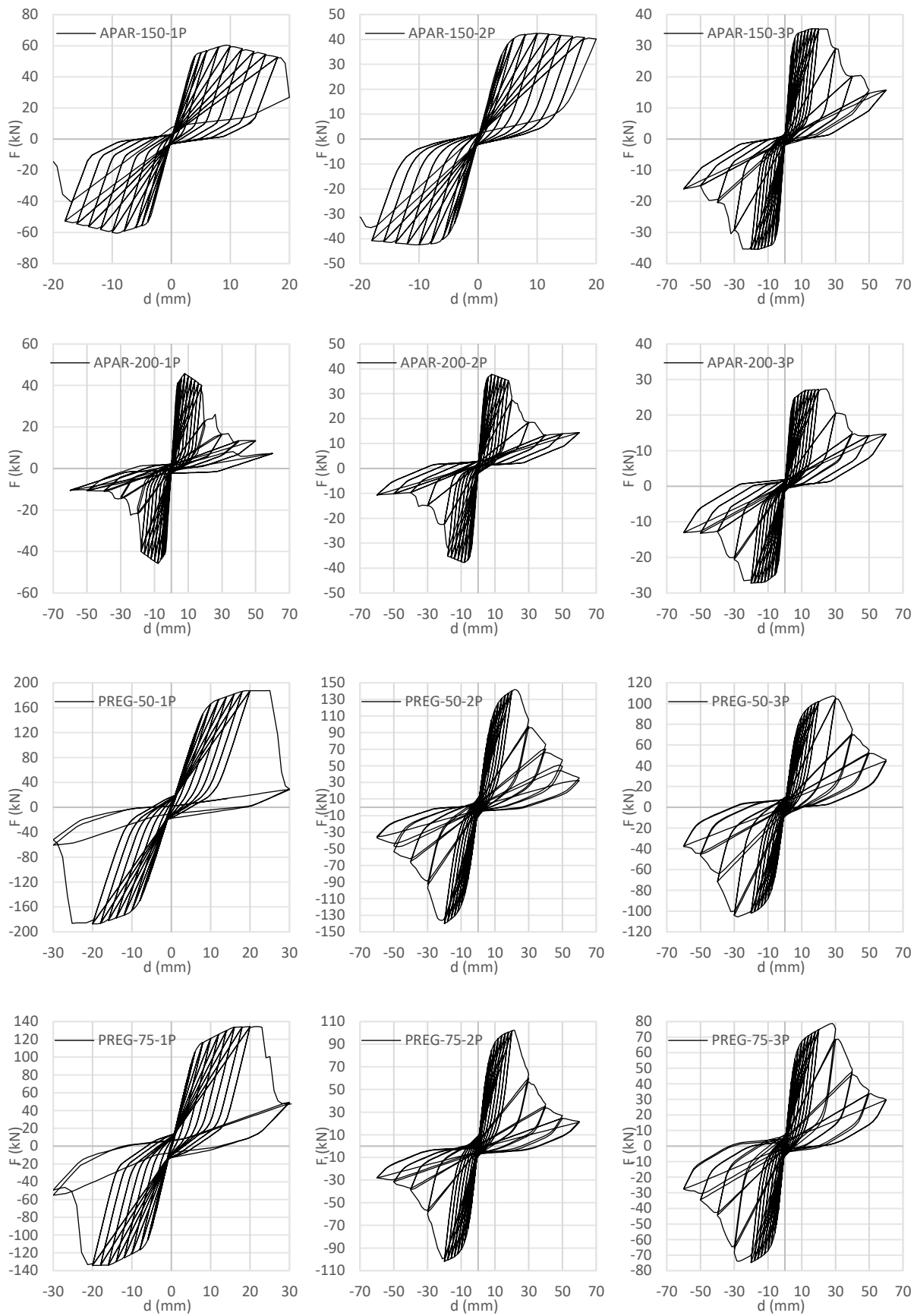


Figura E.6 – Curvas histeréticas de todas as variantes do reforço (2/4)

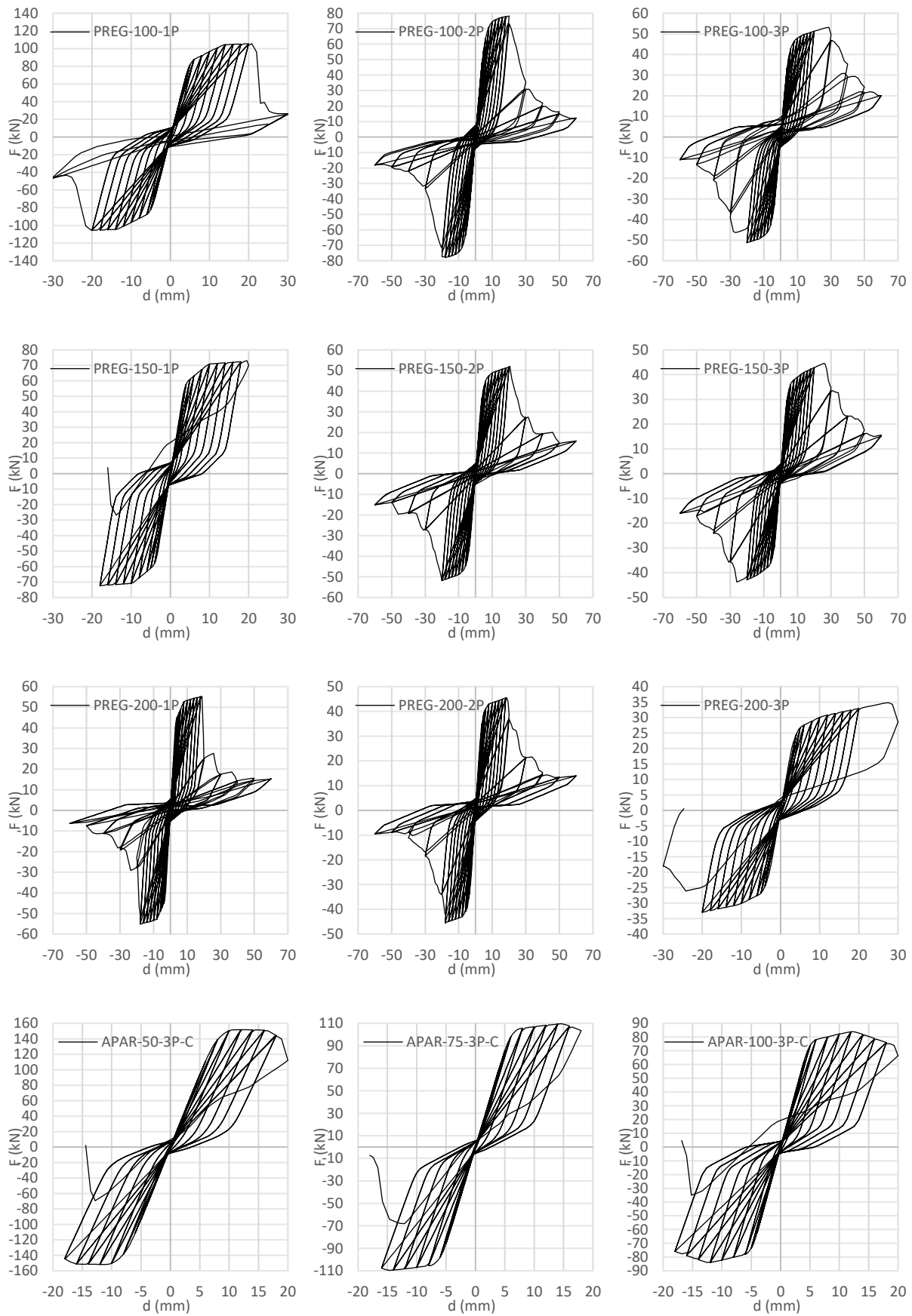


Figura E.7 – Curvas histeréticas de todas as variantes do reforço (3/4)

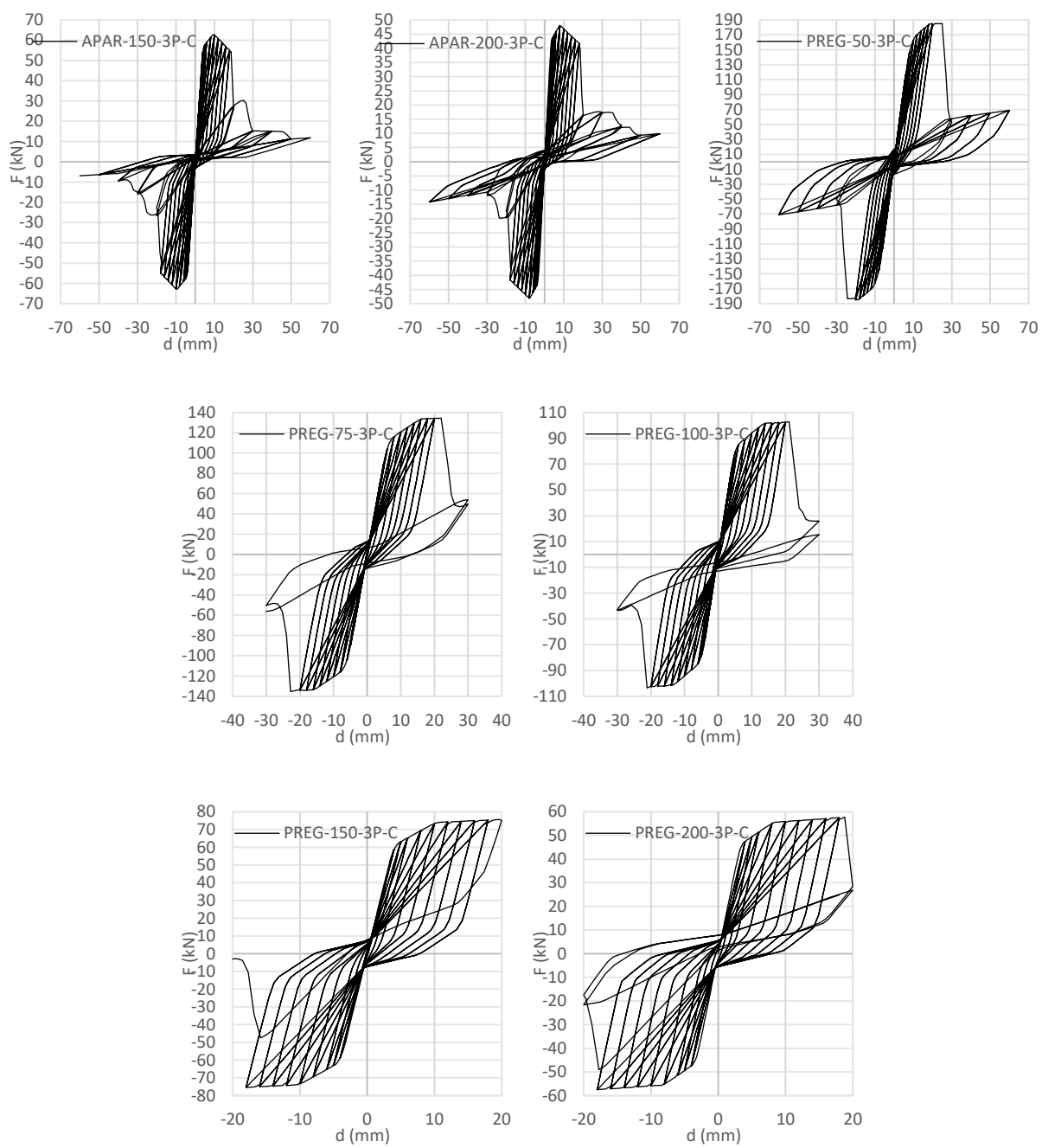


Figura E.8 – Curvas histeréticas de todas as variantes do reforço (4/4)

E2 - Rigidez elástica, força de cedência e deslocamento por flexão

Tabela E.9 — Valores de rigidez elástica, força de cedência e deslocamento por flexão

Designação	s (mm)	Nº Painéis	Nº conotores	K_{el} (kN/mm)	F_{ced}^+ (kN)	F_{ced}^- (kN)	F_{ced}^{med} (kN)	$\left(\frac{\delta_{flexão}}{d_{total}}\right)_{max}$ (%)
APAR - 50 - 1P	50	1	134	19,19	153,23	-153,24	153,24	9,17
APAR - 50 - 2P		2	132	14,40	112,98	-112,96	112,97	9,13
APAR - 50 - 3P		3	132	11,25	81,04	-81,04	81,04	7,81
APAR - 50 - 3P - C		3	132	18,88	150,21	-150,05	150,13	9,31
APAR - 75 - 1P	75	1	90	17,74	104,25	-104,25	104,25	8,52
APAR - 75 - 2P		2	88	12,72	74,58	-74,58	74,58	8,31
APAR - 75 - 3P		3	90	9,91	58,72	-58,72	58,72	7,08
APAR - 75 - 3P - C		3	90	17,49	104,28	-104,28	104,28	8,68
APAR - 100 - 1P	100	1	68	16,37	79,29	-79,25	79,27	7,89
APAR - 100 - 2P		2	68	11,75	63,65	-63,74	63,70	7,91
APAR - 100 - 3P		3	66	8,08	41,84	-41,81	41,83	5,91
APAR - 100 - 3P - C		3	66	15,79	76,96	-76,96	76,96	7,58
APAR - 150 - 1P	150	1	46	14,41	53,35	-53,35	53,35	6,72
APAR - 150 - 2P		2	44	9,22	41,12	-41,12	41,12	6,08
APAR - 150 - 3P		3	48	7,49	34,05	-34,05	34,05	5,63
APAR - 150 - 3P - C		3	48	14,30	57,17	-57,17	57,17	7,07
APAR - 200 - 1P	200	1	34	12,55	40,53	-40,67	40,60	4,86
APAR - 200 - 2P		2	36	9,10	35,66	-35,66	35,66	6,19
APAR - 200 - 3P		3	36	6,19	24,22	-24,22	24,22	4,59
APAR - 200 - 3P - C		3	36	12,68	43,09	-43,09	43,09	5,53
PREG - 50 - 1P	50	1	134	20,13	164,91	-164,81	164,86	9,65
PREG - 50 - 2P		2	132	15,51	122,11	-122,24	122,18	9,62
PREG - 50 - 3P		3	132	12,21	90,82	-91,09	90,96	8,36
PREG - 50 - 3P - C		3	132	19,77	162,29	-162,16	162,23	9,79
PREG - 75 - 1P	75	1	90	18,86	112,29	-112,39	112,34	9,13
PREG - 75 - 2P		2	88	13,88	87,09	-86,76	86,93	8,91
PREG - 75 - 3P		3	90	11,08	65,28	-65,28	65,28	7,71
PREG - 75 - 3P - C		3	90	18,58	111,90	-111,96	111,93	9,27
PREG - 100 - 1P	100	1	68	17,61	86,00	-86,00	86,00	8,50
PREG - 100 - 2P		2	68	12,98	66,61	-66,61	66,61	8,55
PREG - 100 - 3P		3	66	9,18	46,35	-46,35	46,35	6,53
PREG - 100 - 3P - C		3	66	16,98	82,94	-82,94	82,94	8,17
PREG - 150 - 1P	150	1	46	15,79	59,71	-59,71	59,71	7,34
PREG - 150 - 2P		2	44	10,39	43,93	-43,93	43,93	6,68
PREG - 150 - 3P		3	48	8,62	36,97	-36,97	36,97	6,26
PREG - 150 - 3P - C		3	48	15,60	61,49	-61,60	61,54	7,71
PREG - 200 - 1P	200	1	34	13,97	43,50	-43,62	43,56	5,33
PREG - 200 - 2P		2	36	10,37	37,96	-37,96	37,96	6,83
PREG - 200 - 3P		3	36	7,23	26,17	-26,17	26,17	5,09
PREG - 200 - 3P - C		3	36	14,04	46,17	-46,22	46,19	6,07

E3 - Rácio máximo para verificação de segurança dos elementos originais

Tabela E.10 — Rácio máximo para verificação de segurança dos elementos originais

Expressão		(5.3)	(5.5)	(5.6)	(5.7)	(5.8)	(5.9)	(5.10)	(5.11)	(5.12)	(5.13)	(5.14)	(5.21)
Designação	Elemento	Verificação de tração paralela ao veio	Verificação de compressão paralela ao veio	Verificação à flexão		Verificação ao corte	Verificação da combinação de tração e flexão		Verificação da combinação de compressão e flexão		Encurvadura de coluna		Encurvadura lateral
APAR-50-1P	Soalho	0,57	0,28	0,17	0,12	0,23	0,71	0,66	0,25	0,20	0,46	0,49	0,35
	Viga de Bordo	0,37	0,19	0,03	0,02	0,25	0,38	0,37	0,04	0,04	0,25	0,47	0,46
	Viga Interior	0,00	0,10	0,10	0,07	0,20	0,09	0,06	0,10	0,07	0,26	0,26	0,26
APAR-50-2P	Soalho	0,60	0,3	0,09	0,06	0,12	0,66	0,65	0,17	0,14	0,38	0,42	0,35
	Viga de Bordo	0,29	0,14	0,14	0,10	0,48	0,29	0,29	0,14	0,10	0,19	0,36	0,36
	Viga Interior	0,00	0,01	0,31	0,22	0,57	0,30	0,21	0,31	0,22	0,31	0,31	0,10
APAR-50-3P-C	Soalho	0,57	0,29	0,24	0,17	0,32	0,76	0,71	0,33	0,25	0,53	0,57	0,38
	Viga de Bordo	0,37	0,18	0,03	0,02	0,27	0,38	0,37	0,04	0,04	0,25	0,47	0,46
	Viga Interior	0,00	0,07	0,11	0,08	0,18	0,10	0,07	0,11	0,08	0,18	0,18	0,18
PREG-50-1P	Soalho	0,62	0,31	0,43	0,30	0,57	1,00	0,87	0,52	0,39	0,74	0,78	0,53
	Viga de Bordo	0,45	0,23	0,04	0,03	0,29	0,46	0,46	0,06	0,05	0,31	0,57	0,57
	Viga Interior	0,00	0,26	0,15	0,11	0,20	0,13	0,09	0,15	0,11	0,66	0,66	0,65
PREG-50-2P	Soalho	0,67	0,33	0,12	0,08	0,17	0,69	0,68	0,19	0,17	0,41	0,45	0,38
	Viga de Bordo	0,25	0,17	0,16	0,11	0,56	0,26	0,26	0,16	0,11	0,23	0,42	0,41
	Viga Interior	0,00	0,13	0,67	0,47	0,79	0,67	0,47	0,67	0,47	0,68	0,68	0,46
PREG-50-3P-C	Soalho	0,63	0,31	0,43	0,30	0,57	0,99	0,87	0,52	0,39	0,74	0,78	0,53
	Viga de Bordo	0,45	0,22	0,04	0,03	0,32	0,46	0,45	0,06	0,06	0,31	0,57	0,56
	Viga Interior	0,00	0,19	0,16	0,11	0,20	0,15	0,10	0,16	0,12	0,49	0,49	0,48
PREG-75-1P	Soalho	0,51	0,25	0,43	0,30	0,57	0,89	0,76	0,50	0,37	0,69	0,72	0,47
	Viga de Bordo	0,32	0,16	0,02	0,02	0,20	0,33	0,32	0,03	0,03	0,22	0,41	0,41
	Viga Interior	0,00	0,08	0,09	0,06	0,13	0,08	0,06	0,09	0,07	0,19	0,19	0,19
PREG-75-3P-C	Soalho	0,52	0,26	0,43	0,30	0,57	0,89	0,76	0,50	0,37	0,69	0,72	0,47
	Viga de Bordo	0,32	0,16	0,02	0,02	0,18	0,33	0,33	0,03	0,03	0,22	0,41	0,41
	Viga Interior	0,00	0,08	0,10	0,07	0,14	0,10	0,07	0,10	0,07	0,21	0,21	0,21

E4 - Verificação de tensões nos painéis de reforço

Tabela E.11 — Rácio máximo para verificação de segurança dos elementos originais

Designação	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}}$	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}$	$\frac{\sigma_{t,90,d}}{f_{t,90,d}}$	$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}}$	$\frac{\sigma_{v,d}}{f_{v,d}}$
APAR-50-1P	0,76	0,46	0,57	0,32	0,80
APAR-50-2P	0,51	0,31	0,65	0,36	0,75
APAR-50-3P-C	0,80	0,48	0,71	0,39	0,76
PREG-50-1P	0,87	0,53	0,70	0,38	1,00
PREG-50-2P	0,65	0,42	0,89	0,49	0,86
PREG-50-3P-C	0,92	0,55	0,83	0,46	0,99
PREG-75-1P	0,60	0,36	0,51	0,28	0,71
PREG-75-3P-C	0,67	0,41	0,61	0,33	0,71