

AVALIAÇÃO DE MEDIDAS DE REFORÇO DE PAVIMENTOS DE MADEIRA ANTIGOS NO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS

DANIELA SOFIA RODRIGUES MARQUES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor João Paulo Sousa Costa de Miranda Guedes

JUNHO DE 2017

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

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

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

Aos meus Pais

“A smooth sea never made a skillful sailor”

Franklin Roosevelt

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Professor João Miranda Guedes, pela permanente disponibilidade em auxiliar na realização deste trabalho, principalmente pelos ensinamentos e gosto transmitido relativos aos assuntos tratados.

Aos Engenheiros Bruno Quelhas e Jorge Branco pela pronta disponibilização de bibliografia.

Ao Professor Filipe Magalhães pela disponibilidade em responder e auxiliar em dúvidas relacionadas com o programa de cálculo numérico “*Robot Structural Analysis*”.

Ao meu colega e amigo, João Barbosa, pelo interesse demonstrado pelo tema, e indicação de um curso de reabilitação de estruturas de madeira, útil à realização deste trabalho.

Ao meu irmão, João Marques, pelo apoio e atenta revisão deste trabalho.

Aos meus pais, que sempre me apoiam e acompanham, torcendo a cada segundo pelo meu sucesso, e auxiliando-me sempre que possível na realização deste trabalho, direta ou indiretamente.

RESUMO

Cada vez mais se tem vindo a manifestar uma maior preocupação com a manutenção do património edificado, sendo grande parte dos edifícios históricos em Portugal, e particularmente na cidade do Porto, compostos por paredes de alvenaria de pedra e pavimentos de madeira. A antiguidade destes edifícios leva a que muitos não possuam atualmente condições de segurança adequadas, nem cumpram normas atualmente em vigor, necessitando de intervenções de reabilitação e/ou reforço.

Esta dissertação aborda assim algumas medidas de reabilitação e reforço em pavimentos de madeira antigos, mencionando os danos que podem ocorrer na estrutura, e focando-se nos efeitos que as intervenções de reforço nos pavimentos poderão provocar na restante estrutura, principalmente nas paredes de alvenaria resistente.

Para isso, é desenvolvido um modelo numérico baseado no edifício típico da cidade do Porto denominado de “casa burguesa”, com origens no século XVII, com o objetivo de avaliar e comparar a eficácia de diferentes medidas de reforço aplicadas nos pavimentos de madeira. O modelo, construído com recurso ao programa de cálculo numérico “*Robot Structural Analysis*”, foi calibrado a partir de resultados experimentais obtidos de soluções de reforço existentes.

Por meio do modelo numérico, é avaliado o comportamento sísmico dos pavimentos e das paredes de alvenaria, e são comparados os resultados numéricos obtidos para cada solução aplicada nos pavimentos, avaliando a sua influência no comportamento dinâmico da estrutura.

PALAVRAS-CHAVE: reabilitação, pavimentos de madeira, medidas de reforço, análise sísmica, alvenaria.

ABSTRACT

Over time, there has been a growing concern with the maintenance of the cultural heritage. A considerable part of the old buildings in Portugal, and particularly in the city of Porto, are made up of masonry walls and timber floors. The antiquity of these structures often leads to a lack of safety conditions and failure to meet the current norms, requiring rehabilitation and/or strengthening solutions.

This work thus addresses some rehabilitation and strengthening techniques in old timber pavements, mentioning possible damages that may occur in this type of structures, and focusing on the effects that the strengthening techniques applied to the pavements may induce in the rest of the building, especially in the masonry walls.

To achieve that, a numerical model is developed based on the typical building of the city of Porto (“casa burguesa”) with the aim of analysing and comparing the effectiveness of several strengthening solutions applied to the timber pavements. The numerical model was built using the numerical program “Robot Structural Analysis” and it was calibrated from experimental results of tested strengthening techniques.

Through the numerical model of the building, the seismic behaviour of the floors and masonry walls is analysed, and a comparison between the numerical results obtained for each type of strengthening solution in the floors is realized, evaluating its influence on the dynamic behaviour of the global structure.

KEYWORDS: rehabilitation, timber pavements, strengthening techniques, seismic analysis, masonry walls

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3
2. REABILITAÇÃO	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2 CULTURA E PATRIMÓNIO	6
2.3 INTERVENÇÃO DE REABILITAÇÃO	7
2.4 INSPEÇÃO E DIAGNÓSTICO	8
2.4.1. ANAMNESE	8
2.4.2. DIAGNÓSTICO	9
2.4.3. TERAPIA E CONTROLO	9
3. ESTRUTURAS DE MADEIRA	11
3.1. MADEIRA COMO MATERIAL DE CONSTRUÇÃO	11
3.1.1. SUSTENTABILIDADE	11
3.1.2. VANTAGENS E DESVANTAGENS	12
3.2. ESTRUTURA ANATÓMICA DA MADEIRA	13
3.3. ESPÉCIES DE MADEIRA MAIS UTILIZADAS EM PAVIMENTOS	15
3.4. PROPRIEDADES DA MADEIRA	16
3.4.1. IRREGULARIDADES E DEFEITOS NATURAIS NA MADEIRA	16
3.4.2. PROPRIEDADES FÍSICAS	18
3.4.3. PROPRIEDADES MECÂNICAS	19
3.4.3.1. Classes de resistência da madeira	22
3.4.3.2. Outras propriedades mecânicas	22

3.5. COMPOSTOS DE MADEIRA PROCESSADOS	22
3.5.1. MADEIRA LAMELADA COLADA	23
3.5.2. MADEIRA LAMELADA CRUZADA	23
3.5.3. MADEIRA LVL (“LAMINATED VENEER LUMBER”)	24
3.6. CARACTERIZAÇÃO DE PAVIMENTOS DE MADEIRA ANTIGOS	24
3.6.1. COMPONENTES	24
3.6.2. PATOLOGIAS NOS PAVIMENTOS DE MADEIRA	27
3.6.2.1. Patologias de origem anatómica	27
3.6.2.2. Patologias de origem biótica	27
3.6.2.3. Patologias de origem abiótica	28
3.6.2.4. Danos devido a deficiente conceção estrutural	30
3.6.2. DANOS ESTRUTURAIS	30
3.7. AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA HORIZONTAL	30
3.7.1. INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES DA ESTRUTURA HORIZONTAL NO COMPORTAMENTO GLOBAL DO EDIFÍCIO	31
3.7.1.1. Efeito diafragma dos pavimentos	31
3.7.1.1.1 Ações horizontais	32
3.7.1.1.2 Ações verticais	33
 4. INTERVENÇÃO ESTRUTURAL - MEDIDAS DE REFORÇO	 35
4.1. INTRODUÇÃO	35
4.2. MEDIDAS DE INTERVENÇÃO LOCAL	36
4.2.1. ZONA DE LIGAÇÃO VIGA-PAREDE	36
4.2.1.1. Fixação de novas peças à viga	36
4.2.1.2. Introdução de varões selados com resinas epoxídicas	37
4.2.1.3. Introdução de cantoneiras	38
4.2.1.4. Cachorros metálicos	38
4.2.2. ZONA A MEIO VÃO DA VIGA	38
4.2.2.1 Introdução de novos elementos para aumento da secção	39
4.2.2.2 Introdução de chapas metálicas no interior da viga seladas com sola epoxídica	40
4.2.2.3 Aplicação de chapas ou perfis metálicos na superfície da viga	40
4.2.2.4 Escoras de madeira	40

4.3. MEDIDAS DE INTERVENÇÃO GLOBAL	41
4.3.1. DIVISÃO DO VIGAMENTO EXISTENTE POR INTRODUÇÃO DE NOVA VIGA.....	42
4.3.2. PAVIMENTO REFORÇADO COM MADEIRA LAMELADA(?) CRUZADA OU ADIÇÃO DE SEGUNDA CAMADA DE SOALHO	42
4.3.2.1 Testes “push-out” realizados nas ligações	42
4.3.2.2 Ensaio de carga monotónica no plano do pavimento	44
4.3.3. ACRESCENTO DE PLACAS DE MADEIRA ORIGINANDO VIGAS DE SECÇÃO EM “T”	47
4.3.4. CRIAÇÃO DE VIGAS DE SECÇÃO EM “T” E REFORÇO COM POLÍMERO DE FIBRA DE CARBONO	50
4.3.5. LAJE DE MADEIRA LAMELADA COLADA REFORÇADA COM POLÍMERO DE FIBRA DE VIDRO	51
4.3.6. TIRAS DE METAL OU MADEIRA SOBRE O PAVIMENTO	55
4.3.7. FIXAÇÃO DE CHAPAS DE METAL PERFURADO NO SOALHO E ADIÇÃO DE PERFIL DE AÇO EM “L”	60
4.3.8. ADIÇÃO DE TIRAS DE AÇO SOBRE O SOALHO E VIGAS	64
4.3.9. SOALHO DE BETÃO PRÉ-FABRICADO SOBRE VIGAS DE MADEIRA LAMELADA COLADA.....	66
4.3.9.1 Considerações relativas a pavimentos mistos madeira-betão	70

5. MODELAÇÃO NUMÉRICA E ANÁLISE DE RESULTADOS

71

5.1. INTRODUÇÃO	71
5.2. CASA TÍPICA EXISTENTE NA CIDADE DO PORTO	72
5.3. MODELO NUMÉRICO.....	73
5.3.1. PAREDES DE ALVENARIA.....	73
5.3.2. PAREDES DE TABIQUE	74
5.3.3. PAVIMENTOS DE MADEIRA.....	76
5.4. AÇÕES NO MODELO DA ESTRUTURA	78
5.4.1. CARGAS VERTICAIS	78
5.4.2. ANÁLISE MODAL	79
5.4.2.1 Análise dos modos de vibração	82
5.4.3. ANÁLISE SÍSMICA.....	83
5.4.3.1 Definição da ação sísmica	83
5.4.4 DESLOCAMENTOS NA ESTRUTURA	84
5.4.4.1 Análise de resultados.....	86
5.4.5 TENSÕES NA ESTRUTURA	86

5.4.5.1 Parede resistente 1	87
5.4.5.1.1 Direção X	87
5.4.5.1.2 Direção Z	88
5.4.5.2 Parede resistente 2	89
5.4.5.3 Parede resistente 3	90
5.4.5.3.1 Direção X	90
5.4.5.3.2 Direção Z	90
5.4.5.4 Tensões no pavimento do piso superior	91
5.4.5.4.1 Direção X	91
5.4.5.4.2 Direção Y	93
5.4.5.4.3 Direção XY	95
 6. CONCLUSÕES	 97
6.1. SÍNTESE DOS RESULTADOS	97
6.2. CONCLUSÕES FINAIS	99
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 101
 ANEXOS	 105

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 - Representação do corte transversal de um tronco de árvore (Coutinho, 1999)	13
Fig. 2 - Orientação dos planos de corte na madeira (Coutinho, 1999).....	15
Fig. 3 - Idealização dos nós no interior de uma peça, à esquerda (Cruz <i>et al.</i> , 2005) e fotografias de nós de pinho em vista frontal, à direita	17
Fig. 4 - Efeitos da direção da solicitação de esforços de compressão na madeira (Szücs <i>et al.</i> , 2006) 20	
Fig. 5 - Representação de solicitação de tração na madeira (a) direção paralela às fibras (b) direção perpendicular às fibras, retirado de (Szücs <i>et al.</i> , 2006), por sua vez retirado de (Ritter, 1990)	20
Fig. 6 - Solicitação ao corte na madeira (a) corte normal às fibras, (b) corte paralelo às fibras, (c) corte normal às linhas dos anéis de crescimento, retirado de (Szücs <i>et al.</i> , 2006), por sua vez retirado de (Ritter, 1990)	21
Fig. 7 - Representação da solicitação de flexão simples na madeira, retirado de (Szücs <i>et al.</i> , 2006), por sua vez retirado de (Ritter, 1990).....	21
Fig. 8 - Evolução da deformação da madeira consoante a carga aplicada, retirado de (Gonçalves, 2016)	21
Fig. 9 - Classes de resistência da madeira, adaptado de (Coutinho, 1999).....	22
Fig. 10 - Ilustração de viga de madeira lamelada colada (www.somapil.com).....	23
Fig. 11 - Ilustração de madeira lamelada cruzada (estruturasdemadeira.blogspot.pt/)	24
Fig. 12 - Ilustração de derivado de madeira LVL (painéis de lâminas paralelas) (portaldamadeira.blogspot.pt)	24
Fig. 13 - Vigamento de pavimento de habitação do século XIX, Leiria	25
Fig. 14 - Representação de ferrolhos com ligação à face exterior da parede de alvenaria resistente (esquemas a) e b)) e ferrolho em esquadro (esquema c)) adaptado de (Dias, 2008) (por sua vez retirado de (Segurado, 1942)	25
Fig. 15 - Viga apoiada em cachorro, à esquerda e viga apoiada em frechal por sua vez apoiado em cachorro embutido na parede, à direita. Retirado de (Simões, 2015), por seu turno adaptado de (Segurado, 1942)	25
Fig. 16 - Cadeia em pavimento, retirado de (Dias, 2008).....	26
Fig. 17 - Tarugamento e vigamento, retirado de (Dias, 2008) por sua vez retirado de (Ilharco <i>et al.</i> , 2006)	26
Fig. 18 - Comparação do efeito do fogo em estrutura de madeira e estrutura metálica, retirado de (Costa, 2009)	29
Fig. 19 - Esforços provocados nas paredes resistentes por influência da ação sísmica. Retirado de (Cali <i>et al.</i> , 2016).....	32
Fig. 20 - (a) pavimento demasiado deformável leva ao derrube das paredes perpendiculares à ação sísmica (b) pavimento rígido permite a transmissão de esforços para as paredes resistentes laterais,	

paralelas à ação sísmica (c) exemplos de diferentes modos de colapso das paredes resistentes, registados durante a ocorrência de alguns sismos. Retirado de (Piazza <i>et al.</i> , 2008).....	33
Fig. 21 - Representação de medida de reforço com adição de novos elementos de madeira maciça, retirada de (Feio <i>et al.</i> 2011) (à esquerda), e adição de perfis metálicos na zona degradada, retirado de (Branco <i>et al.</i> , 2014) por sua vez retirado de (Arriaga, 2002) (à direita)	36
Fig. 22 - Representação de medida de reforço com entalhes a) empalme com ferrolhos metálicos b) empalme com espigas de madeira c) empalme colado em corte vertical d) empalme colado com caixa e espiga reta. Adaptado de (Dias, 2008), por sua vez retirado de (Arriaga, 2002)	37
Fig. 23 - Representação do processo de introdução de varões de reforço e colocação de resina epoxídica, retirada de (Feio <i>et al.</i> , 2011)	37
Fig. 24 - Fotografia de vigamento apoiado em cantoneira metálica, retirado de (Talone, 2010) por sua vez retirado de (Guedes <i>et al.</i> , 2002)	38
Fig. 25 - Exemplo de cachorro metálico, retirado de (Dias, 2008), por sua vez retirado de (Costa <i>et al.</i> , 2008a))	38
Fig. 26 - Representação de reforço e aumento de secção de vigas de madeira por adição de novos elementos de madeira, adaptado de (Branco, 2014), por sua vez adaptado de (Arriaga, 2002)	39
Fig. 27 - Representação de modificação de secção inicial da viga, aumentando a sua dimensão em altura (à esquerda) ou adaptação para viga de secção em “T”, retirado de (Feio <i>et al.</i> , 2011)	40
Fig. 28 - Representação de reforço com introdução de chapas de aço seladas com cola epoxídica no interior da viga, retirado de (Dias, 2008), por sua vez retirado de (Arriaga, 2002)	40
Fig. 29 - Representação de reforço com chapas metálicas, retirado de (Talone, 2010), por sua vez retirado de (Arriaga, 2002)	40
Fig. 30 - Escoras de madeira, adaptado de (Dias, 2008) (à esquerda) e (Feio <i>et al.</i> , 2011) (à direita)	41
Fig. 31 - Viga de reforço a dividir o vão das existentes (Dias, 2008)	42
Fig. 32 - Quatro grupos de parafusos usados nos ensaios “push-out”, retirado de (Branco <i>et al.</i> , 2015)	43
Fig. 33 - Resultados experimentais dos testes “push-out” nas ligações, retirado de (Branco <i>et al.</i> , 2015)	44
Fig. 34 - Modelos utilizados nos testes experimentais e tipos de ligações (Branco <i>et al.</i> , 2015)	45
Fig. 35 - Resultados experimentais obtidos em cada modelo de pavimento testado, para um deslocamento de 100mm, retirado de (Branco <i>et al.</i> , 2015).....	46
Fig. 36 - Curvas experimentais carga-deslocamento obtidas nos testes (Branco <i>et al.</i> , 2015)	46
Fig. 37 - Vista axonométrica da solução proposta por (Modena <i>et al.</i> , 2004)	48
Fig. 38 - Representação da solução de reforço em corte transversal, retirado de (Modena <i>et al.</i> , 2004)	48
Fig. 39 - Esquema em planta da conexão das vigas às paredes resistentes (Modena <i>et al.</i> , 2004) ...	49

Fig. 40 - Disposição das cavilhas de madeira em corte longitudinal (Modena <i>et al.</i> , 2004)	49
Fig. 41 - Secção composta com adição de CFRP na parte inferior (à esquerda) e secção equivalente em I (à direita) (Modena <i>et al.</i> , 2004).....	50
Fig. 42 - Comparação de resultados experimentais de testes à flexão nas vigas (Modena <i>et al.</i> , 2004)	50
Fig. 43 - Configuração do ensaio (Branco <i>et al.</i> , 2014)	52
Fig. 44 - Secções transversais dos modelos testados (à esquerda) e secções longitudinais respetivas dos modelos (à direita) (Branco <i>et al.</i> , 2014).....	52
Fig. 45 - Resultados experimentais dos seis modelos testados. Adaptado de (Branco <i>et al.</i> , 2014) ..	53
Fig. 46 - Valores máximos obtidos para os seis modelos testados experimentalmente (Branco <i>et al.</i> , 2014)	54
Fig. 47 - Esquema de aplicação da carga “F” monotónica nos pavimentos a ensaiar (Modena <i>et al.</i> , 2004)	55
Fig. 48 - Configuração dos pavimentos 1 e 2 não reforçados, retirado de (Valluzzi <i>et al.</i> , 2010)	56
Fig. 49 - Configuração da medida de reforço do modelo de pavimento 2 (FMSD), retirado de (Valluzzi <i>et al.</i> , 2010)	56
Fig. 50 - Representação dos modelos de pavimento 4 e 5, retirado de (Valluzzi <i>et al.</i> , 2010)	57
Fig. 51 - Representação do modelo de pavimento 6 (FMWD(E)) reforçado, retirado de (Valluzzi <i>et al.</i> , 2010)	57
Fig. 52 - Representação da solução de reforço do pavimento 7 (FM±45°DP(A)) retirado de (Valluzzi <i>et al.</i> , 2010)	58
Fig. 53 - Representação da solução de reforço do pavimento 8 (FMWD(D)) retirado de (Valluzzi <i>et al.</i> , 2010)	58
Fig. 54 - Resultados experimentais dos oito modelos de pavimento testados, retirado de (Valluzzi <i>et al.</i> , 2010)	59
Fig. 55 - Principais resultados experimentais obtidos para cada pavimento testado (Valluzzi <i>et al.</i> , 2010)	60
Fig. 56 - Tábuas do soalho de madeira conectadas com as placas de metal perfurado (Gattesco <i>et al.</i> , 2008)	60
Fig. 57 - Conexões do perfil de aço em L ao pavimento e à parede de alvenaria resistente (Gattesco <i>et al.</i> , 2008)	61
Fig. 58 - Ensaio realizado ao pavimento reforçado (fotografia à esquerda e representação à direita) (Gattesco <i>et al.</i> , 2008).....	62
Fig. 59 - Resultados experimentais carga-deslocamento dos ensaios de carga cíclica no topo do pavimento (Gattesco <i>et al.</i> , 2008)	62
Fig. 60 - Resultados experimentais dos ensaios de carga cíclica no topo do pavimento, adaptado de (Gattesco <i>et al.</i> , 2008).....	63

Fig. 61 - Resultados experimentais da relação carga-deslocamento entre tábuas do soalho: (a) medida a 3 metros do topo do pavimento, (b) a 2m do topo, (c) a 1 metro do topo, retirado de (Gattesco <i>et al.</i> , 2008)	63
Fig. 62 - Representação da secção transversal do pavimento reforçado (à esquerda) e fotografia do pavimento reforçado (à direita) (P. Lourenço <i>et al.</i> , 2006)	64
Fig. 63 - Ligações do perfil de aço em L ao pavimento e à parede resistente, retirado de (P. Lourenço <i>et al.</i> , 2006)	64
Fig. 64 - Representação do pavimento reforçado (P. Lourenço <i>et al.</i> , 2006).....	65
Fig. 65 - Representação dos pavimentos 1 e 2 ensaiados, respetivamente figura 65(a) e 65(b), retirado de (P. Lourenço <i>et al.</i> , 2006).....	65
Fig. 66 - Disposição das cavilhas de aço ao longo da viga, retirado de (P. Lourenço <i>et al.</i> , 2006).....	66
Fig. 67 - Resultados experimentais dos deslocamentos verticais obtidos no ponto 2, para uma carga aplicada de 3KN/m ² , retirado de (P. Lourenço <i>et al.</i> , 2006)	66
Fig. 68 - Secção transversal do modelo de pavimento misto testado (dimensões em mm) (Lukaszewska <i>et al.</i> , 2009)	67
Fig. 69 - Conectores “SP+N” colocados na cofragem antes da colocação do betão (à esquerda) e representação em pormenor do conector “SP+N” (à direita), adaptado de (Lukaszewska <i>et al.</i> , 2009)	67
Fig. 70 - Conectores do tipo “SST+S” colocados na cofragem antes da colocação do betão (à esquerda) e representação em pormenor do conector “SST+S” (à esquerda), adaptado de (Lukaszewska <i>et al.</i> , 2009)	68
Fig. 71 - Configuração dos testes à flexão: (a) pavimentos 1 e 5, (b) pavimentos 2 e 4, (c) pavimento 3. Retirado de (Lukaszewska <i>et al.</i> , 2009).....	68
Fig. 72 - Resultados dos testes à flexão (a) pavimentos 1 e 5, (b) pavimento 3, (c) pavimentos 2 e 4, (d) resultados experimentais para os cinco pavimentos. Adaptado de (Lukaszewska <i>et al.</i> , 2009)	69
Fig. 73 - Fotografias de casas típicas do centro da cidade do Porto (Rua de São Filipe de Nery e Rua dos Clérigos, respetivamente à esquerda e à direita)	72
Fig. 74 - Modelo numérico realizado em “Autodesk Robot Structural Analysis” em vista global em a) e vista em corte em b).....	73
Fig. 75 - Modelo numérico auxiliar da parede de tabique construído em “Autodesk Robot Structural Analysis”	75
Fig. 76 – Modelos dos pavimentos	78
Fig. 77 - Eixo de coordenadas cartesianas globais considerado no modelo numérico.....	80
Fig. 78 – Modos de vibração 1 e 3 da solução 1 em vista frontal, vista em planta e vista axonométrica, respetivamente da esquerda para a direita	82
Fig. 79 - Configuração do espectro de resposta elástica (EN 1998:2010)	83
Fig. 80 - Pontos de medição dos deslocamentos na parede resistente face às ações sísmicas	84
Fig. 81 - Ponto de deslocamento máximo na estrutura, sujeita à ação sísmica na direção Y	85

Fig. 82 - Paredes resistentes utilizadas na análise de tensões	86
Fig. 83 - Mapa de tensões na parede resistente 1 na direção X, para as soluções 4, 5 e 8 (original)	87
Fig. 84 - Distribuição de tensões na parede 1, direção Z, para as soluções 1 e 8 (original)	88
Fig. 85 - Mapa de tensões de corte na parede de fachada para as soluções 5 (esquerda) e 7 (direita)	89
Fig. 86 - Tensões na parede resistente 3 para as soluções 7, 8 (original) e 9 (pavimento de betão), na direção X	90
Fig. 87 - Tensões na parede resistente 3 para as soluções 7, 8 e 9, na direção Z	91
Fig. 88 - Tensões registadas no pavimento superior na direção X, para as soluções 1, 2 e 7	92
Fig. 89- Tensões nos pavimentos superiores das soluções 3 e 4, na direção Y	93
Fig. 90 - Tensões no pavimento da solução 5, na direção Y	94
Fig. 91 - Tensões no pavimento da solução 7, na direção Y	94
Fig. 92 - Tensões no pavimento de betão (solução 9), na direção Y	94
Fig. 93 - Tensões de corte no pavimento superior para as soluções 1, 7 e 8	95

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de rigidez elástica retirados e obtidos por (Amorim, 2016)	74
Tabela 2 - Propriedades atribuídas no modelo de cada solução de pavimento.....	76
Tabela 3 - Valores de frequências [Hz] dos modos de vibração desde o 1º modo ao 5º modo, e respectivas percentagens de massa participativa, entre parenteses, para cada solução	80
Tabela 4 - Tabela 4 – Valores de frequências [Hz] dos modos de vibração desde o 6º modo ao 20º modo e respectivas percentagens de massa participativa, entre parênteses, para cada solução de pavimento.....	81
Tabela 5 - Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2.....	84
Tabela 6 - Deslocamentos fora do plano da parede resistente para a ação sísmica tipo 1, em mm...	85
Tabela 7 - Deslocamentos fora do plano da parede resistente para a ação sísmica tipo 2, em mm...	85

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A madeira é um dos materiais mais presentes nas construções, tanto pela sua presença antiga na natureza, como pelo seu carácter simultaneamente moderno. É um material que se bem tratado ou processado, poderá ter uma longa durabilidade, e um ótimo desempenho como material de construção utilizado para fins estruturais.

Assim, atualmente, grande parte dos edifícios com necessidade de reabilitação, têm na sua constituição elementos estruturais em madeira. Especificamente na cidade do Porto, grande parte dos edifícios antigos característicos da cidade são compostos por paredes de alvenaria de pedra e pavimentos e coberturas de madeira.

Nos últimos anos, tem-se verificado em Portugal uma maior importância e crescimento das intervenções de reabilitação, em relação à construção nova. A construção nova, para a qual o sector da construção civil estava antes maioritariamente vocacionado, sofreu retração no mercado dando lugar a uma maior preocupação com a recuperação de áreas degradadas.

O mercado da reabilitação acaba por ser uma alternativa para o sector da construção civil e imobiliária, havendo um grande número de edifícios devolutos existentes nos centros urbanos das cidades que não apresentam condições de segurança adequadas, nem cumprem normas atuais, necessitando de ações de reabilitação ou reforço.

Por outro lado, o desenvolvimento tecnológico na construção civil levou a que grande parte dos materiais utilizados em construções novas fosse orientada para produtos industrializados e transformados, como o aço e o betão, havendo uma grande normalização referente a estes materiais e, comparativamente e no caso de Portugal, uma menor profundidade de conhecimentos relativamente às características e potencialidades da madeira como material de construção. Aliado a isto, grande parte da formação nas universidades Portuguesas é vocacionada para o aço e o betão, dando muito pouca ênfase ou nenhuma, ao estudo de materiais estruturais alternativos e tradicionais, como por exemplo a madeira. Como consequência, os projetistas tendem a manter-se na sua “zona de conforto”, utilizando materiais como o aço e o betão, extensivamente estudados e normalizados, ao invés de materiais mais tradicionais, nomeadamente as alvenarias e as madeiras. As repercussões de tal situação estendem-se às próprias intervenções de reabilitação que muitas vezes acabam por tomar o carácter de desconstrução e reconstrução, substituindo frequentemente a madeira existente nas estruturas antigas por novos materiais, quando a mesma poderia ter sido aproveitada e mantido o valor da estrutura.

Apesar disto, a evolução tecnológica, a preocupação com o meio ambiente e procura por soluções sustentáveis, tem levado ao aparecimento de novos produtos derivados da madeira que suplantam algumas das desvantagens resultantes do facto da madeira ser um material natural, sublinhando as suas vantagens. Também a atual existência de normas de classificação e dimensionamento da madeira leva a que sejam mais facilmente conhecidas as características e capacidades das diferentes espécies deste material. Começa assim a verificar-se um bom progresso e um maior número de estudos relativos a técnicas de reforço de estruturas de madeira.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

É no contexto da reabilitação que surge a necessidade de melhor conhecer as propriedades e comportamentos associados a estruturas de madeira antigas, de forma a permitir realizar com segurança intervenções de reabilitação em estruturas de madeira, havendo já um grande conjunto de técnicas de conservação e reforço a aplicar nessas situações. Esta dissertação foca-se nas medidas de reforço em estruturas horizontais de madeira, e nas respetivas modificações que tais intervenções poderão provocar na estrutura global.

Note-se que as diretivas internacionais apontam para a necessidade de se aplicarem técnicas tendencialmente menos intrusivas e compatíveis com os materiais existentes nas estruturas a reabilitar, de forma a manter a sua integridade e valor cultural e garantir a melhoria das suas condições de segurança e conforto. Assim, têm vindo a ser desenvolvidos diversos estudos relativos a soluções de reforço a aplicar em pavimentos de madeira, procurando obter um melhor comportamento do pavimento perante a ação de diversas tipologias de cargas a que pode estar sujeito, inclusive a ações sísmicas.

Tendo por base os estudos relativos a técnicas de reforço em pavimentos de madeira antigos, esta dissertação desenvolve-se no sentido de avaliar a eficácia das mesmas, quando inseridas num edifício antigo de alvenaria de pedra.

Neste caso, ir-se-ão analisar os pavimentos reforçados que procuram melhorar o desempenho do pavimento original face a ações horizontais, nomeadamente a ações sísmicas, com recurso a um modelo numérico desenvolvido por meio do programa de cálculo automático “*Robot Structural Analysis*”. O objetivo da dissertação passa assim por avaliar a influência que diversas técnicas de reforço aplicadas nos pavimentos de madeira antigos, terão no comportamento global do restante edifício.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação divide-se em seis capítulos. Para o estudo de “Medidas de reforço de pavimentos de madeira antigos”, título da dissertação, é necessário um conhecimento prévio das temáticas abordadas no contexto do tema, nomeadamente dos conceitos relacionados com reabilitação, características e propriedades da madeira, elementos constituintes de pavimentos antigos de madeira, entre outros.

No Capítulo 2, é abordado o tema da reabilitação e respetivas temáticas associadas, incluindo uma curta descrição sobre princípios e processos de operações de reabilitação e intervenção em edifícios antigos.

No Capítulo 3, é feita uma introdução acerca de estruturas de madeira, necessária para o melhor entendimento do funcionamento de pavimentos de madeira. São assim reunidas informações acerca da composição anatómica da madeira, propriedades e aspetos favoráveis e desfavoráveis da mesma enquanto material de construção. São também descritos os diversos elementos constituintes de um pavimento de madeira antigo, patologias e danos que este possa sofrer, bem como as espécies de madeira mais comumente utilizadas em pavimentos. No decorrer deste capítulo é ainda feita uma breve descrição acerca de alguns materiais processados derivados da madeira, uma vez que são possíveis alternativas ao uso da madeira maciça, podendo mesmo ser utilizados em soluções de reforço. Finalmente, são revistas as ações a que um pavimento poderá estar sujeito, e o respetivo comportamento quando inserido num edifício antigo de alvenaria. Os constituintes principais de um edifício típico de alvenaria são também sumariamente caracterizados de modo a compreender a influência que diferentes características num pavimento terão no seu funcionamento quando sujeitos a determinadas ações.

No Capítulo 4 são descritas e analisadas variadas medidas de reforço de pavimentos de madeira. Algumas delas são sujeitas a uma análise mais pormenorizada, com base em resultados experimentais existentes de ensaios já anteriormente realizados por outros autores de forma a testar o comportamento do pavimento quando sujeito a diferentes soluções de reforço.

O Capítulo 5 é reservado para a realização de uma análise numérica, em que, com base nos resultados experimentais apresentados no capítulo 4, é calibrado o modelo representativo do edifício de alvenaria típico da cidade do Porto, sumariamente caracterizado no início deste capítulo. Através da análise numérica é comparada a eficácia das várias medidas de reforço perante a ocorrência de ações sísmicas, não só ao nível do desempenho dos pavimentos reforçados, mas também relativamente ao comportamento da restante estrutura.

No Capítulo 6 são apresentadas as conclusões finais retiradas da análise modal e na análise sísmica, tendo em conta os deslocamentos e tensões impostos na estrutura, sob ação das diferentes soluções de reforço.

2

REABILITAÇÃO

2.1 INTRODUÇÃO

Tratando esta dissertação o estudo de medidas de reforço de pavimentos de madeira antigos, torna-se importante entender o conceito de reabilitação no sentido de proceder a uma adequada tomada de decisões aquando da escolha das técnicas de reforço a utilizar no âmbito de uma intervenção de reabilitação de estruturas de madeira.

A madeira é um dos materiais mais comumente usados na construção desde a antiguidade até aos dias de hoje, estando assim bastante presente no ambiente cultural e arquitetónico de grande parte das regiões. Existe assim no ambiente construído um enorme leque de construções em madeira.

Contudo, dado a madeira ser um material proveniente de organismos vegetais vivos, a mesma fica sujeita à ação de agentes biológicos, químicos, físicos e mecânicos, que na verdade poderão comprometer a sua qualidade como material de construção. Sendo assim, torna-se importante proceder a medidas de preservação e restauro destas estruturas, bem como de manutenção, não só por questões de desenvolvimento sustentável, mas também para salvaguardar o seu possível valor cultural e patrimonial.

Por outro lado, dada a antiguidade de algumas destas estruturas, poderá ser necessária a sua reabilitação, não só devido à degradação dos materiais, mas também por o tipo de uso e/ou as condições para as quais foram projetadas poder já não ser adequado às necessidades de utilização atuais da estrutura, carecendo assim de um projeto de intervenção no sentido de serem executadas medidas de reforço para esse propósito. Nestas situações, poderá ser necessário reforçar a estrutura de forma a melhorar o seu comportamento face às novas cargas e ações a que poderá estar sujeita.

É assim possível diferenciar o conceito de reforço do conceito de reabilitação, sendo que uma ação de reforço procura responder a necessidades de aumento de resistência ou rigidez do pavimento perante mudanças de uso ou aumentos de carga, e a reabilitação passa por restaurar a estrutura, repondo as suas características originais (Dias, 2008).

O termo reabilitação engloba assim os cuidados a serem dispensados de forma a preservar as características de um bem que apresentem significado cultural, de acordo com “A Carta de Burra” do ICOMOS da Austrália.

Na verdade, o conceito de reabilitação em Portugal tem vindo a evoluir lenta e progressivamente ao longo do tempo sendo que, segundo (Maia, 2015), as principais intervenções urbanísticas decorreram principalmente no centro de cidades como Porto, Lisboa, Braga e Guimarães. De

acordo com o mesmo autor, houve na década de sessenta uma lenta evolução da reabilitação em Portugal, dado o reduzido número de edifícios a necessitarem de reabilitação. Mais tarde, de 1970 a 1990 ocorreu um grande acréscimo de construção nova em Portugal, tendo então vindo a diminuir desde aí, encontrando-se reduzida a menos de metade no ano de 2011 (Maia, 2015). A diminuição da construção nova coincidiu com um momento de crise económica e fez reverter parte dos esforços da construção civil para a reabilitação dos edifícios mais antigos e a precisarem de intervenção levando, consequentemente, a uma maior consciencialização para a prática da reabilitação.

Serve o presente capítulo como meio de sensibilização para a importância da preservação do património arquitetónico e cultural durante operações de reabilitação, de acordo com determinados princípios orientadores.

2.2 CULTURA E PATRIMÓNIO

Com o decorrer do tempo, principalmente a partir do século XX, foram-se manifestando cada vez mais preocupações relacionadas com o património e sua valorização, tanto a nível político como científico e social. Diversas organizações internacionais como a UNESCO (Organização das Nações Unidas para a Educação, Ciência e Cultura, criada em 1945), o Conselho da Europa (organização intergovernamental de âmbito europeu, fundada em 1949) e o ICOMOS (sigla da Comissão Nacional Portuguesa do Conselho Internacional de Monumentos e Sítios, organização não-governamental, datada de 1965) têm um importante papel nesta questão, providenciando documentos orientadores e normas, que têm uma grande influência sobre o nosso entendimento de conceitos relacionados com a preservação do património, fazendo então essa visão parte da terminologia atualmente usada. (Carvalho 2005)

Contudo, o conceito de património tem vindo a sofrer diversas alterações ao longo dos anos, e não permanecerá certamente imutável no futuro. A noção de património advém etimologicamente da conceção de “herança paterna”, que segundo Pedro Paulo Funari (historiador e arqueólogo) deriva do latim “*patrimonium*”, alusivo à “propriedade herdada do pai ou dos antepassados”, ou “aos monumentos herdados das gerações anteriores”. A evolução tecnológica e modernização das cidades levam a uma tendência de homogeneização das cidades e até mesmo costumes, e formas de vida das populações. (Pelegrini, 2006)

Assim, torna-se visível a importância de proceder a políticas de conservação do património arquitetónico e cultural, salvaguardando a identidade característica de cada povo, e permitindo um registo histórico da história e costumes das civilizações que viveram ao longo de diferentes épocas, possibilitando-nos assim de conhecer, até certo ponto, as nossas origens. O conceito de património cultural mantém-se então de certa forma ligado às noções de lembrança e memória, e assim se verifica na prática quando a decisão de preservar um bem é tomada com base no vínculo e valor atribuído em relação ao bem cultural.

Posto isto, é possível entender que o valor de um objeto está dependente das qualidades intangíveis que o mesmo representa e que nós valorizamos, estando assim o próprio conceito de património, sujeito a alguma subjetividade na sua definição.

Segundo (Pelegrini, 2006), o conceito de património não se restringe apenas à definição de sítios arqueológicos, obras de arte, monumentos, conjuntos arquitetónicos ou antigos objetos referentes às representações do poder político, mas também aos diversos modos de viver, tradições, culturas, formas de utilizar os bens, espaços físicos e paisagens, entre outros.

A herança cultural acaba por remeter não só para aspetos culturais mas também, em consequência, para aspetos económicos, sendo que o funcionamento de um monumento como atração turística gera, direta ou indiretamente, recursos financeiros. A consciencialização para esta problemática reflete-se diretamente na prática correta das operações de reabilitação e fruição de construções antigas, com a compreensão da realidade dos edifícios antigos.

2.3 INTERVENÇÃO DE REABILITAÇÃO

Compreendido o conceito de património cultural e arquitetónico, cabe então às partes envolvidas de uma operação de intervenção estrutural, deliberar o tipo de intervenção que será mais adequado adotar, consoante as características materiais e imateriais da estrutura a recuperar. Assim, numa intervenção de reabilitação devem ser tidos em consideração os princípios que serão abaixo mencionados, priorizando a conservação da estrutura em detrimento da sua desconstrução, quando possível, o que trará também vantagens económicas.

De acordo com o ICOMOS, em “Recomendações para a análise, conservação e restauro do património arquitetónico” serão então enumerados alguns princípios orientadores relativos ao conceito de Reabilitação.

- Considerando que o valor de cada construção histórica recai na integridade de todos os seus componentes como um produto único de construção, com características relativas à sua época e localidade, não é assim considerado como intervenção de reabilitação, a remoção das estruturas internas de um edifício mantendo apenas as suas fachadas, dado o valor do edifício não incidir apenas na aparência de elementos isolados, mas sim na sua totalidade;
- A herança física de uma cultura deve ser considerada dentro do contexto cultural em que se insere, não podendo por isso o seu valor patrimonial e arquitetónico ser baseado em critérios fixos;
- As ações executadas no âmbito da reabilitação devem ter em conta o benefício e prejuízo implicados na intervenção, devendo ser evitada a alteração permanente dos elementos estruturais sempre que possível, tendo assim um carácter reversível que permitirá que mais tarde essas ações possam ser substituídas por medidas mais adequadas ao efeito pretendido, assim que surjam e estejam disponíveis novos conhecimentos e técnicas.

Destes princípios advêm também diversas medidas de atuação na intervenção levada a cabo num edifício histórico sendo que, de acordo com o ICOMOS:

- Qualquer intervenção deve, até onde for possível, respeitar a conceção e as técnicas de construção originais, bem como o valor histórico da estrutura. Por outro lado, é sempre preferível a reparação à substituição, sendo que o desmonte e reconstrução devem ser efetuados apenas se a natureza dos materiais e da estrutura assim o exigirem ou se a conservação por outros meios resultar em efeitos mais danosos. Desta forma, qualquer ação realizada na estrutura deve ser assim indispensável para a sua conservação;
- As qualidades características da construção e sua envolvente que resultam da sua forma original ou de qualquer alteração posterior não devem ser destruídas. Também a escolha entre técnicas “tradicionais” e “inovadoras” deve ser decidida para cada

caso, dando preferência a técnicas pouco invasivas e compatíveis com o valor patrimonial, considerando as exigências de segurança e durabilidade;

- É necessária uma clara compreensão dos tipos de ações que causaram os danos ou degradações existentes na estrutura (forças, acelerações, deformações, entre outras) bem como das que irão atuar futuramente, de modo a que o projeto de intervenção se baseie nesses dados.

Consoante os problemas estruturais de que poderá sofrer a estrutura a intervir, podem ser aplicadas diversas técnicas de intervenção estrutural, adequadas para cada situação. Segundo (Cali *et al.*, 2016), as técnicas de intervenções estruturais podem ser divididas em “técnicas de reparação ou consolidação” e “técnicas de reforço”. As medidas de reparação ou consolidação são razoáveis de aplicar quando a estrutura se encontra em bom estado de conservação e não se prevê uma mudança de uso, sendo apenas necessário repor as condições de segurança iniciais e reparar as zonas degradadas. As técnicas de reforço deverão ser executadas quando a estrutura necessita de uma intervenção profunda, ou é sujeita a alguma alteração de uso. Mais uma vez, na implementação deste tipo de intervenções é importante assegurar a autenticidade da estrutura histórica original, mantendo presente que qualquer intervenção deve ser efetuada no contexto de restauro e conservação da totalidade da construção, segundo o documento referido do ICOMOS.

2.4 INSPEÇÃO E DIAGNÓSTICO

Uma das primeiras fases de um projeto de reabilitação passa por elaborar um relatório de inspeção e diagnóstico com o objetivo de obter uma descrição detalhada do estado de conservação da estrutura, avaliando e justificando o nível de intervenção a efetuar.

Para tal, até à elaboração do referido relatório, é seguido um procedimento de diversas fases que, segundo o ICOMOS, passam por “anamnese, diagnóstico, terapia e controlo”. De facto, num projeto de reabilitação é executada uma metodologia em muito semelhante às fases utilizadas em medicina.

2.4.1 ANAMNESE

Tal como o próprio nome indica (do grego *anamnesis*, “recordação”), a fase de “anamnese”, cuja designação é dada em medicina para mencionar os antecedentes do doente, consiste neste caso em uma recolha de informação histórica e investigação acerca do passado da estrutura, desde a sua conceção e técnicas empregues na sua construção, aos seus processos de degradação e alterações a que tenha sido sujeita, e por fim ao seu estado atual.

É então feito um levantamento exaustivo dos materiais, elementos estruturais, patologias e danos existentes na estrutura. É adotada inicialmente uma observação direta da estrutura, em que é simultaneamente desenvolvida uma aproximação aos possíveis comportamentos estruturais expectáveis. De seguida, após identificação das zonas críticas da estrutura, se necessário são realizados testes e ensaios no local e em laboratório, procedendo-se também a uma análise estrutural. Por vezes pode ser necessária uma inspeção mais intrusiva, nomeadamente em zonas críticas de difícil acesso, ou na impossibilidade de recorrer a ensaios não destrutivos no local.

2.4.2 DIAGNÓSTICO

Finalizada a fase de investigação, inspeção e ensaios, é possível proceder ao diagnóstico, em que são identificadas as causas que levaram à ocorrência dos danos e patologias observadas, com base nos dados anteriormente obtidos. Nesta fase, dada a eventual dificuldade de avaliar as possíveis causas que terão levado aos efeitos constatados, é importante a experiência e conhecimentos de quem avalia, devendo ser tomadas decisões adequadas para o posterior tratamento a implementar. Por outro lado, deve também ser efetuada uma avaliação de segurança, analisando estruturalmente os elementos do edifício de forma a permitir decisões corretas quanto às medidas de intervenção a implementar.

Os dados obtidos e as decisões tomadas nas diversas fases anteriormente descritas, devem ser devidamente registados e documentados no “Relatório de Inspeção e Diagnóstico”, essencial para as fases seguintes de “terapia e controlo” e que poderá também servir para estudos futuros, devendo conter uma análise crítica, detalhada e fundamentada da segurança da estrutura (Dias, 2008).

2.4.3 TERAPIA E CONTROLO

Esta fase diz respeito, de acordo com o ICOMOS, à seleção de ações de consolidação (terapia), e de controlo da eficácia das intervenções. É importante referir que o tratamento dos problemas encontrados deve ser focado na origem das causas e não nos sintomas, aumentando consequentemente a eficiência e eficácia das medidas adotadas. Poderá também ser efetuada uma monitorização do comportamento estrutural do edifício durante um determinado período de tempo, não só no sentido de identificar possíveis fenómenos não estabilizados, mas também efeitos resultantes do processo de intervenção estrutural e/ou a eficácia dessa intervenção (ICOMOS, 2004).

3

ESTRUTURAS DE MADEIRA

3.1 MADEIRA COMO MATERIAL DE CONSTRUÇÃO

A madeira é um material de composição altamente variável, tanto a nível anatómico como químico. Essa variabilidade conduz a um conjunto de diferentes características, referenciadas ao longo deste capítulo. Este material demonstra um bom comportamento relativo a características mecânicas e também em termos de durabilidade quando corretamente tratado e conservado.

No entanto, atualmente, a madeira pode ser modificada de forma a melhorar algumas das suas propriedades e apresentar um ótimo desempenho como material de construção, tanto através de tratamentos realizados na madeira maciça, como através do seu processamento dando origem a produtos derivados. Assim, grande parte das construções modernas de madeira utiliza muitas vezes produtos derivados em vez da madeira maciça. Contudo, existe ainda em grande escala edifícios antigos com madeira maciça empregue na sua construção, funcionando como material estrutural.

A adequabilidade deste material em termos de desempenho estrutural permite que já existam regras modernas de cálculo e um extenso conjunto de normas vocacionadas para o dimensionamento de estruturas de madeira, que permitem especificar e caracterizar a madeira e o seu desempenho de uma forma objetiva (Cruz *et al.*, 2005).

3.1.1 SUSTENTABILIDADE

De acordo com (Ross, 2010), poucos materiais de construção possuem os benefícios ambientais da madeira. É um material com características que permitem um uso abrangente, com diversos tipos de utilizações. É um material eficiente, com uma boa durabilidade (se corretamente tratado), sendo que a sua utilização na construção pode variar desde um tronco minimamente processado (característico por exemplo de estruturas de madeira antigas, em que o tronco seria diretamente usado como viga, ou tarugo), a um composto de madeira processado e desenvolvido em unidades de produção (exemplos destes materiais em 3.5 deste capítulo).

Tal como em qualquer material de construção, é importante assegurar que a matéria-prima é produzida e utilizada de forma sustentável. Isto é, de forma a assegurar as necessidades correntes da sociedade, assegurando a sua contínua utilização para as necessidades das gerações futuras, e sem prejudicar o meio ambiente. Deste modo, sendo a madeira um material renovável, e recorrendo a uma correta utilização e gestão dos recursos disponíveis (evitando deflorestação “irresponsável”), é possível assegurar a sua continuidade e utilização futura.

Por outro lado, a madeira tem também características positivas em relação à preservação do meio ambiente, que incluem um baixo impacto quanto a emissões de carbono (que contribui para o aquecimento global do planeta) e consumo de energia (relativamente à energia necessária nos processos de recolha, transporte e tratamento do material, até à sua utilização final), quando comparada com outros materiais como por exemplo aço e betão. (Ross, 2010)

Note-se que, quanto ao carbono, as árvores consomem o carbono pela fotossíntese. No entanto, quando há deflorestação, é libertado carbono armazenado nas árvores. O carbono permanece armazenado na árvore até esta ser deteriorada ou queimada, e assim as árvores que permanecem na floresta e morrem, libertam no processo uma certa porção de carbono de volta para a atmosfera. Da mesma forma, quando a árvore é usada para produzir madeira, esta irá armazenar carbono enquanto utilizada. Por exemplo, a madeira maciça, comumente usada na construção, capta e armazena carbono durante o período de vida da estrutura. Daí o seu reduzido impacto relativamente às emissões deste gás, que é prejudicial à atmosfera. (Ross, 2010)

3.1.2 VANTAGENS E DESVANTAGENS

Apesar de tudo, a madeira traz vantagens e desvantagens como material de construção. Para além de alguns dos seus benefícios já referidos no ponto anterior, este material é também um bom isolante, apresenta uma boa durabilidade se convenientemente tratada, entre outras características vantajosas, enunciadas de seguida:

- Baixo consumo energético no seu processamento;
- Absorção e fixação de dióxido de carbono (CO₂);
- Fácil trabalhabilidade;
- Material renovável;
- Biodegradável e reciclável, isto é, de acordo com (Costa, 2009), a madeira pode ser reaproveitada de edifícios demolidos e transformada por compostagem, ou em produtos derivados, ou ainda em novos elementos de construção, estruturais ou não;
- Económico. Segundo (Coutinho, 1999), a madeira pode ser obtida em grandes quantidades por um preço relativamente baixo;
- Alto índice de resistência específica;
- Boa relação peso/ resistência mecânica, tendo uma baixa massa volúmica e resistência elevada. Segundo (Coelho, 2015), dependendo do tipo de madeira, os valores de resistência podem mesmo ser comparáveis aos valores de resistência à compressão do betão e a superiores aos de resistência à flexão e corte;
- Bom isolamento térmico e absorção acústica;
- Primeiro material empregue capacitado a resistir tanto a esforços de tração como de compressão, de acordo com (Coutinho, 1999);

A madeira poderá ter também certas desvantagens, não só a nível de algumas das suas propriedades, mas também em casos de desadequabilidade do comportamento humano em relação a exploração irracional e irresponsável desta matéria-prima. Seguem-se algumas das características presentes na madeira maciça, inconvenientes ao seu uso como material estrutural:

- Material combustível;
- Vulnerável a ataques de agentes bióticos;
- Vulnerável a variações de humidade, afetando o seu volume

- Heterogéneo e anisotrópico (conceitos descritos em 3.2);
- Dimensões limitadas.

Apesar destes inconvenientes, existem como já foi referido, tratamentos que podem ser executados na madeira de forma a suplantar algumas das suas características indesejáveis, aumentando também a sua durabilidade. Para além disso, existem também produtos derivados da madeira que eliminam muitas das suas limitações, incluindo a limitação da sua forma e das suas dimensões, tal como descrito em 3.5.

3.2 ESTRUTURA ANATÓMICA DA MADEIRA

A madeira é um material biológico complexo, essencialmente composta por fibras de celulose e hemicelulose unidas por lenhina, bem como pequenas quantidades de outros materiais contidos na estrutura celular (cerca de 10%). Os diversos componentes da madeira atuam conjuntamente no sentido de responder às necessidades de um ser vivo – a árvore. Este material possui assim características que podemos dividir em três principais para o funcionamento da planta, de acordo com (Ross, 2010): capacidade de condução de água desde as raízes até às folhas; capacidade de suportar o peso próprio do seu “corpo”; capacidade de armazenamento de agentes bioquímicos. Estas três características terão repercussões no desempenho da madeira como material de construção, que deverão ser tidas em conta aquando o seu processamento e tratamento para ser utilizada para os efeitos a que se destina.

A madeira é então caracterizada como sendo um material **heterogéneo** dada a sua variabilidade, tanto a nível anatómico como em composição química. Essa variabilidade acaba por determinar as diferenças entre as propriedades físico-mecânicas (descritas em 3.4) não só entre as diferentes espécies, mas também dentro da mesma espécie e até entre partes distintas da mesma árvore.

Em termos anatómicos, a madeira é qualificada pelas suas dimensões e pelo arranjo e quantidade proporcional de diversos tipos de células que a constituem, como fibras, canais resiníferos, raios medulares, entre outros, caracterizados de seguida.

O tronco de madeira é constituído por uma componente denominada de lenho, que por sua vez é composto pelo borne e cerne, compreendidos entre a casca e a medula, tal como se observa na Figura 1. Segue-se uma breve descrição dos diversos componentes da madeira, para melhor compreensão da sua estrutura anatómica.

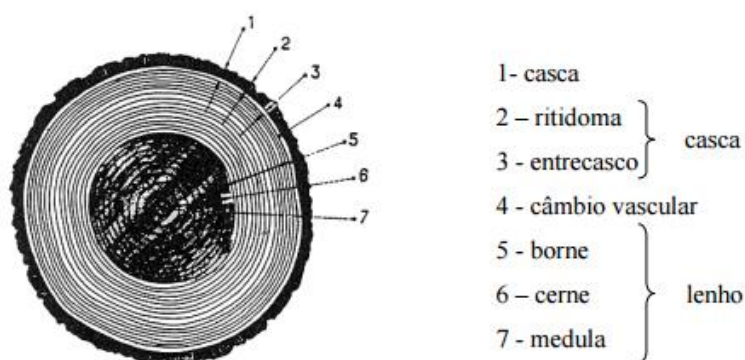


Fig.1 – Representação do corte transversal de um tronco de árvore (Coutinho, 1999)

Casca – camada mais exterior do tronco, constituída pelo “entrecasco” e “ritidoma”. Fornece proteção mecânica à parte interior do tronco (lenho) e conduz a seiva das raízes à copa. Contribui para limitar perdas de água.

Cambio vascular – camada entre a casca e o lenho, “fina e quase invisível”, composta por tecidos vivos (Coutinho, 1999). É vital para o crescimento da árvore.

Borne – zona mais externa do lenho, é a camada mais jovem do tronco. É considerada uma camada “viva” sendo constituída por uma percentagem significativa de células vivas, e responsável pela condução da água ou da seiva por capilaridade, desde as raízes até à copa. Observando o corte transversal do tronco da árvore, é possível identificar o borne como tendo uma cor mais clara, quando comparada com o cerne.

Cerne – zona interna do lenho. Apresenta uma coloração mais escura que o a zona do borne, sendo constituída por células mortas deste último. Ao contrário do borne, esta camada não contribui para a condução de nutrientes, assumindo essencialmente uma função de suporte mecânico, sendo uma camada de maior densidade, compacidade e durabilidade. Apresenta também mais resistência a agentes de deterioração.

Medula – tecido esponjoso e mole, constituindo o núcleo do lenho. Tem apenas alguns milímetros de diâmetro e é mais escura que qualquer outra camada do tronco. É uma parte remanescente do crescimento da árvore. Não tem qualquer propriedade favorável ao uso na construção.

Raios medulares – têm função de armazenagem e distribuição de substâncias nutritivas.

Anéis de crescimento – ao longo do crescimento da árvore, que se dá em direção vertical e diametral, são formados os denominados anéis de crescimento, visíveis no corte transversal do tronco. Durante a época de Inverno há um abrandamento ou mesmo paragem de formação do lenho, sendo originados os anéis de Outono, de tonalidade mais escura, mais densos e resistentes do que os anéis de Primavera que adquirem uma cor mais clara, são menos densos e menos resistentes. Deste modo, a resistência da madeira é influenciada pela orientação das fibras, sendo mais favorável face a um carregamento paralelo ao fio da madeira, sendo os anéis de Outono que asseguram a transmissão do carregamento (Pena, 2008).

Os anéis anuais de crescimento permitem então estimar uma idade aproximada da árvore, sendo cada um formado pelo conjunto de um anel de Outono e um de Primavera, correspondendo à passagem de um ano. No entanto, podem ocorrer situações em que seja dificultada a leitura dos anos devido à ação de agentes externos climáticos ou mesmo desfoliações de insetos, que interrompem a normal formação do lenho do tronco (Cruz *et al.*, 2005).

Fibras ou fios de madeira – células de diâmetro variável e reduzido, fortemente aglomeradas, posicionando-se longitudinalmente alinhadas ao longo do eixo do tronco. No entanto, podem ocorrer desvios desse alinhamento relativamente à direção longitudinal que podem prejudicar as características de resistência da madeira, tendo por isso os fios de madeira uma importância significativa no comportamento físico-mecânico da madeira (Correia, 2013).

As características do tecido que compõe a madeira irão variar conforme os planos de orientação considerados na sua estrutura, tendo influência no estudo das propriedades físicas e mecânicas da madeira. Esta particularidade é denominada de **anisotropia**, sendo caracterizada pelas diferenças significativas de propriedades consoante as direções consideradas. São considerados três planos de orientação: Radial, longitudinal e tangencial.

A direção longitudinal (ou axial) é considerada como tendo uma direção paralela à das fibras. Enquanto que as direções radial e tangencial são orientadas perpendicularmente à direção das fibras, sendo a primeira correspondente a qualquer raio definido na secção transversal, e a segunda a qualquer tangente relativa às camadas de crescimento do tronco.

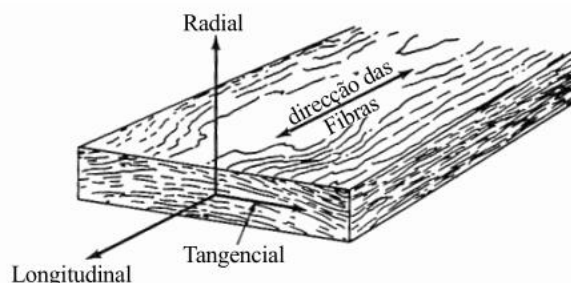


Fig.2 – Orientação dos planos de corte na madeira (Coutinho, 1999)

3.3 ESPÉCIES DE MADEIRA MAIS UTILIZADAS EM PAVIMENTOS

Não só existe uma considerável variabilidade de espécies de madeira, como também de entre as próprias espécies de madeira existentes há uma grande diversidade de propriedades na madeira. Na verdade, a diversidade de espécies existentes da madeira acaba por maximizar as suas hipóteses de utilização para os mais diversos fins desde a produção de papel até ao mobiliário e construção civil (Correia, 2015). A escolha da espécie de madeira para o uso na construção dever ser feita tendo em conta as suas respetivas propriedades, no sentido de obter o comportamento desejado do material, adequado à função que irá desempenhar.

Existem dois tipos principais de madeira: madeira de origem folhosa e madeira de origem resinosa. A variabilidade de propriedades é especialmente notória no tipo de madeira folhosa, em que existem desde madeiras de cor clara, leves, pouco resistentes e pouco duráveis, a madeiras de cor escura, densas, muito resistentes e duráveis. Por outro lado, fatores como condições climáticas, região, disponibilidade de água, natureza do solo, entre outros, influenciam também a diversidade de propriedades existentes numa determinada espécie de madeira. (Cruz *et al.*, 2005)

Alguns exemplos de espécies relativas à família das árvores folhosas são o carvalho, o eucalipto, o castanheiro, a faia, entre outras, enquanto as relativas à família das resinosas são, por exemplo, o pinheiro, o cedro e o abeto.

Geralmente, a madeira do tipo folhosa, apresenta valores superiores de massa volúmica relativamente à madeira de espécie resinosa, embora isso não implique que também tenha sempre valores superiores de resistência ou elasticidade, de acordo com (Coutinho, 1999).

De acordo com (Costa, 2009) e (Talone, 2010), seguem-se algumas das espécies mais utilizadas na conceção de estruturas de madeira, respetiva designação botânica e breve descrição.

Carvalho (*Quercus Spp*) – madeira de folhosa, dura, fácil trabalhabilidade depois de seca, resistente e alta durabilidade, no entanto com massa volúmica elevada. Adequada para soalhos.

Castanho (*Castanea sativa Mill*) – madeira de folhosa, dura, leve, boa trabalhabilidade, durabilidade alta, baixa massa volúmica, resistente à água, mas suscetível a ataque de caruncho. Adequada para soalhos.

Pinho Bravo (*Pinus pinaster Aip*) – madeira de resinosa, moderadamente dura, boa trabalhabilidade e muito resistente à água, contudo pouco durável e apresenta muitos nós sendo por isso suscetível a fendilhação. Suscetível a ataques bióticos.

Pinho Manso (*Pinus pinea*) – resinosa, semelhante ao pinheiro bravo, no entanto com menos nós. Adequada para vigamentos e soalho.

Eucalipto (*Eucalyptus*) – madeira de folhosa, dura, retrátil, grande densidade e resistência à perfuração e apodrecimento (Correia, 2015).

3.4 PROPRIEDADES DA MADEIRA

A utilização da madeira como material de construção requer o conhecimento de determinados aspetos e características que serão relevantes no comportamento do material quando inserido numa estrutura, como por exemplo a espécie botânica de madeira utilizada, teor de humidade, defeitos na madeira, massa volúmica, entre outros, abordados nos pontos seguintes. Quanto às propriedades físicas e químicas da madeira, existem normas de classificação de classes de resistência relativas a essas propriedades, nomeadamente a norma EN 338, que facilitam ao projetista o dimensionamento das estruturas de madeira.

3.4.1 IRREGULARIDADES E DEFEITOS NATURAIS NA MADEIRA

Ao longo da estrutura da madeira é possível encontrar zonas com características e propriedades inconvenientes ao uso da madeira como material de construção. Assim, segue-se uma descrição breve de alguns tipos de defeitos que podem ser encontrados na madeira, e que podem ter influência no comportamento físico-mecânico da mesma. A qualidade da madeira para construção é definida pelo tipo, distribuição e quantidade desses defeitos, para além das próprias características do lenho.

Nós - os nós na madeira advêm da inserção de ramos da árvore no seu tronco, podendo a sua forma (visível na madeira já cortada) variar conforme a orientação do plano de corte da madeira em relação ao ramo. Os nós podem ser “vivos”, resultantes de um ramo em desenvolvimento, ou “mortos”, originados a partir de um ramo morto ou partido. Por outro lado, podem estar dispostos de forma isolada ou agrupados, sendo que neste caso as fibras da madeira irão contornar o grupo de nós. Estas características irão ter influência na atribuição de classes de resistência para classificação do elemento de madeira, conforme a forma, dimensão e localização dos nós.

Para além de questões estéticas, os principais inconvenientes da existência de nós vêm do facto de estes diminuírem a resistência mecânica do elemento, principalmente quando sujeito a tração, em que pode ocorrer a separação do nó da restante peça. Quando sujeito a esforços de compressão, o nó e o elemento funcionam conjuntamente não havendo geralmente problemas de resistência. Assim é preferível que os nós estejam situados na zona comprimida da madeira quando sujeita a esforços de flexão.

Relativamente a características de rigidez e módulo de elasticidade, este tipo de defeito não tem influência significativa nessas propriedades.

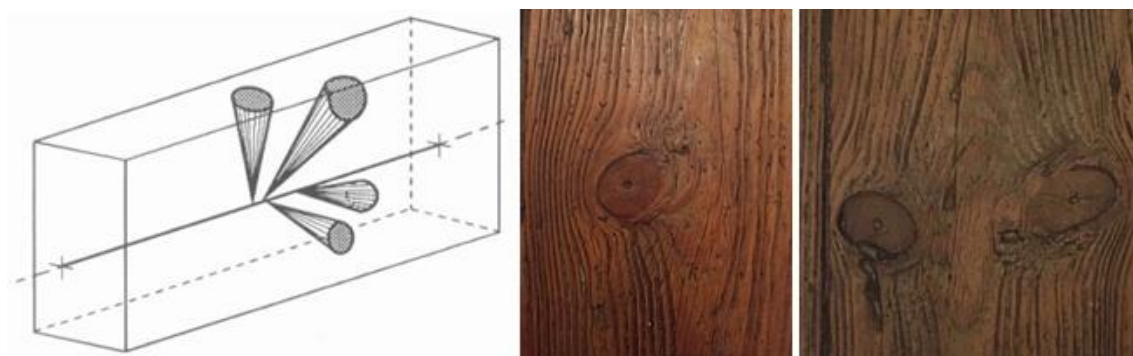


Fig. 3 – Idealização dos nós no interior de uma peça, à esquerda (Cruz *et al.*, 2005) e fotografias de nós de pinho em vista frontal, à direita

Fendas – descontinuidades na madeira que podem ser provocadas por tensões de crescimento, secagem da madeira, presença de defeitos, ou mesmo posteriormente quando o elemento é sujeito a cargas de serviço.

As fendas de secagem são originadas pelo fenómeno de retração da madeira (normalmente quando ocorre de forma brusca), geralmente orientadas segundo a direção das fibras, e com efeitos mais significativos na direção tangencial do que na radial (admissíveis na direção radial desde que não repassadas, segundo (Negrão, 2017) e sem importância considerável na direção longitudinal. Esse efeito de retração provoca uma variação de volume na madeira que irá criar tensões no seu interior e provocar a separação de fibras. As fendas criadas diminuirão a área da seção útil do elemento e serão principalmente preocupantes no caso de repassarem a peça de uma extremidade a outra. Assim é possível que a peça de madeira chegue mesmo a dividir-se em duas partes, diminuído consideravelmente o momento de inércia da seção e consequentemente levando a problemas de natureza estrutural, principalmente se esta estiver sujeita a esforços de compressão axial ou se em zonas de conexão de elementos. Por outro lado, o aumento de área exposta ao exterior devido à fenda aumenta o risco de suscetibilidade da madeira a uma possível ocorrência de fogo (Dias, 2008).

Existem também fendas com desenvolvimento circular (fendas anelares), resultantes de deslocamentos entre camadas de crescimento consecutivas (quando durante o seu crescimento a árvore esteve exposta permanentemente flexão causada por exemplo por ação do vento, ou devido a processos de congelação), de acordo com (Costa, 2009).

É assim importante verificar se a dimensão das fendas respeita os limites de dimensionamento indicados em normas de classificação visual, de forma a controlar problemas de resistência do elemento.

Empenos – surgem de processos de secagem ou más condições de armazenamento da madeira. A forma da peça, inicialmente plana, é alterada sofrendo uma distorção em relação ao seu estado original. Este defeito não influencia significativamente a resistência do elemento, mas oferece dificuldades relativamente à sua colocação e uso em obra.

Inclinação do fio – inclinação das fibras de madeira em relação ao eixo longitudinal da peça, que pode ser resultante de anomalias de crescimento (por exemplo, corte de troncos curvos ou deformados) ou serragem oblíqua da peça (Costa, 2009).

Este defeito tem repercussões na capacidade resistente e rigidez da peça e poderá levar ao aparecimento de fendas e empenos quando na presença de alterações de humidade. Este defeito é comum em pavimentos de madeira antigos, sendo mais frequente em zonas comprimidas, e desprezável em zonas tracionadas e zonas sujeitas a flexão (Coelho, 2015).

Descaio – resultante da variação de seção transversal ao longo da peça. Geralmente não afeta a resistência do elemento.

Bolsas de resina ou de goma – cavidades de pequena dimensão que contêm no seu interior resina em estado sólido ou líquido no caso das bolsas de resina, ou goma, no caso de bolsas de goma. Tal como no caso dos nós, este defeito provoca o desvio dos fios de madeira criando um ponto crítico nessa zona, e reduzindo a resistência da seção. As bolsas de resina são características de madeira de árvores do tipo resinosas, enquanto que as bolsas de goma existem em árvores do tipo folhosas. Estes defeitos são decorrentes de anomalias ocorridas durante o período de crescimento da árvore (ataque de insetos, por exemplo).

3.4.2 PROPRIEDADES FÍSICAS

O conhecimento das propriedades físicas da madeira torna-se muito importante no sentido de compreender o seu comportamento quando inserida numa estrutura, principalmente funcionando como elemento estrutural, dada a influência que tais propriedades têm na sua resistência.

Teor de água – a madeira é um material higroscópico, pelo que a quantidade de água que a constitui varia de acordo com a humidade existente no meio ambiente que a rodeia. A água existente nas árvores poderá encontrar-se sob a forma “água de constituição”, que não é eliminada na secagem encontrando-se em combinação química com os principais constituintes do lenho, de acordo com (Coutinho, 1999), “água de embebição ou impregnação”, impregnada nas paredes do tecido lenhoso por atração intermolecular ou por capilaridade sendo responsável por variações de volume na peça de madeira, podendo assim provocar um aumento de volume ou retração da madeira e consequente aumento de resistência e rigidez de acordo com (Cruz *et al.*, 2005), e por fim a “água livre”, existente após as paredes celulares estarem já completamente embebidas, preenchendo então os vazios capilares. A água livre não tem qualquer efeito sobre a resistência da madeira nem provoca alterações de volume, sendo que nesta fase, a humidade da madeira é superior ao ponto de saturação das suas fibras, segundo (Coutinho, 1999). Após o abate, a árvore acaba por perder com alguma rapidez toda a sua água livre, e mais tarde começa a perder também a água de embebição (ou de impregnação) sendo esta fase acompanhada por retração da madeira principalmente nas direções tangencial e radial, segundo (Cruz *et al.*, 2005), sendo atingida a resistência máxima quando completamente seca. De acordo com (Gonçalves, 2016), o teor de água nas fibras da madeira seca em estufa é de 0%, enquanto seca ao ar é de cerca de 13 a 17%. Por norma, o teor de água de referência na madeira é de 12%.

Retração – esta propriedade da madeira é um grande inconveniente deste material, dada a sua capacidade de variar de volume consoante o seu teor de água. A retração consiste na diminuição de volume da peça de madeira aquando a saída de água da mesma. Por outro lado, sendo a madeira um material anisotrópico e heterogéneo, os valores de retração não serão os mesmos para diferentes orientações (axial, tangencial e radial). A retração na direção tangencial é cerca do dobro de na direção radial, enquanto na direção axial é praticamente nula, de acordo com (Coutinho, 1999). Para atenuar estes efeitos o teor de água na madeira deve ser tanto quanto possível equilibrado com o teor de humidade do meio em que se insere. Podem também por

exemplo ser aplicados vernizes e pinturas para impermeabilizar a superfície do material, entre outros possíveis cuidados.

Massa Volúmica – a massa volúmica da madeira, ou densidade aparente, é determinada para a humidade padrão de referência da madeira de 12% sendo uma propriedade importante para o cálculo estrutural pois pode ser utilizada para a classificação das propriedades físicas e tecnológicas da madeira, de acordo com (Szűcs *et al.*, 2006). Esta propriedade pode ser calculada pela expressão $\rho = \frac{m}{V}$ em que ρ representa a massa volúmica em Kg/m^3 e m e V são respetivamente a massa em Kg e o volume em m^3 da madeira a 12% de teor de humidade. De acordo com (Gonçalves, 2016) poderá haver variação de valores de densidade conforme a espécie de madeira ou fatores como uma rápida taxa de crescimento que leva a valores menores de densidade e resistência, entre outros fatores. Note-se que a massa volúmica poderá ser determinada para outros teores de humidade, devendo nesses casos ser especificado o teor de humidade.

3.4.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS

As propriedades mecânicas da madeira podem apresentar uma grande variabilidade devido à sua natureza heterogênea, presença de possíveis defeitos, teor de humidade, entre outros. O conhecimento adequado destas propriedades é importante para o cálculo estrutural dos elementos de madeira, podendo possibilitar um dimensionamento de forma mais económica. A madeira pode sofrer solicitações de compressão, tração, flexão ou corte, de acordo com (Szűcs *et al.*, 2006). Dado o facto de a madeira ser um material anisotrópico, os valores de resistência irão variar conforme a direção das solicitações em relação às fibras.

Módulo de Elasticidade – a determinação do módulo de elasticidade da madeira é feita através de resultados experimentais de testes realizados em laboratório, em que são medidos deslocamentos sofridos pelo elemento de madeira sujeito a cargas impostas no seu plano, obtendo-se assim um valor teórico. Quanto mais elevado o valor do módulo de elasticidade, mais baixa será a deformabilidade da madeira, ou seja, maior será a sua rigidez.

Resistência à compressão – a solicitação de compressão pode ser aplicada em três direções: direção paralela, normal ou inclinada relativamente à orientação das fibras da madeira. Quando a solicitação é aplicada paralelamente à direção das fibras (Figura 5), os esforços atuam paralelamente ao comprimento das células conferindo uma maior resistência da madeira à compressão que pode ser de aproximadamente entre 16 a 34MPa (Gonçalves, 2016). Por outro lado, este fenómeno leva à separação das fibras, com um comportamento elástico inicial, perdendo-se coesão entre elas até ser atingida a rotura das fibras, momento em que a madeira começa a apresentar um comportamento plástico, até à sua rotura total.

Quanto à compressão perpendicular à direção das fibras, os valores de resistência da madeira nesta situação são cerca de quatro vezes inferiores quando comparados com a compressão aplicada paralelamente às fibras. Quando a força é aplicada na direção normal ao comprimento das células, estará a atuar na direção de menor resistência das mesmas, comprimindo-as na direção perpendicular ao eixo longitudinal da madeira. Por outro lado, na ocorrência de solicitações inclinadas em relação às fibras são estimados valores intermédios relativamente às duas situações anteriores, com recurso a um modelo de cálculo especificado em NBR 7190:1997 (Szűcs *et al.*, 2006)



Fig. 4 – Efeitos da direção da solicitação de esforços de compressão na madeira (Szücs *et al.*, 2006)

Resistência à tração – os esforços por tração podem solicitar a madeira em duas direções: perpendicular ou paralelamente às fibras. Dada a anisotropia da madeira, a mesma vai apresentar valores de resistência à tração consideravelmente diferentes em cada direção, apresentando valores muito mais elevados de resistência quando solicitada na direção paralela às fibras. Na direção perpendicular ao comprimento das fibras, a solicitação por tração irá tender a provocar a separação das fibras, pondo em risco a integridade estrutural do elemento de madeira. Quanto à solicitação por tração na direção do comprimento das fibras, a rotura poderá ocorrer devido ao deslizamento entre as células ou rotura das paredes das células, segundo (Szücs *et al.*, 2006). Em ambas as situações, haverá rotura com baixas deformações, sendo assim um tipo de rotura frágil. Concluindo, enquanto que na solicitação paralela às fibras a mesma tende a alongar o comprimento das fibras levando à rotura apenas por deslizamentos das células, no caso da madeira sujeita a tração normal às suas fibras, as mesmas irão tender a ser separadas, apresentando uma resistência muito mais reduzida nessa direção e devendo por isso ser evitado que o elemento de madeira seja sujeito a este tipo de solicitação.



Fig. 5 – Representação de solicitação de tração na madeira (a) direção paralela às fibras (b) direção perpendicular às fibras, retirado de (Szücs *et al.*, 2006), por sua vez retirado de (Ritter, 1990)

Resistência ao corte – a madeira poderá estar sujeita a solicitações por corte em três direções: normal às fibras, paralelo às fibras (sentido longitudinal), ou perpendicular às linhas dos anéis de crescimento. A solicitação por corte na direção normal às fibras é improvável de ocorrer uma vez que antes de ocorrer o corte, a peça irá sofrer graves danos por esmagamento devido a esforços de compressão normal. Por outro lado, quando solicitada na direção do comprimento das suas fibras, a peça sofrerá rotura por escorregamento entre as fibras de madeira, sendo o caso mais crítico, havendo assim tendência para as células da madeira se separarem e escorregarem na direção longitudinal. Quanto à solicitação normal às linhas dos anéis de crescimento, ou seja, transversal em relação ao eixo longitudinal, as células terão tendência a rolar umas sobre as outras de forma transversal em relação ao eixo longitudinal, de acordo com (Szücs *et al.*, 2006). A Figura 6 representa os três casos possíveis de solicitação por corte.

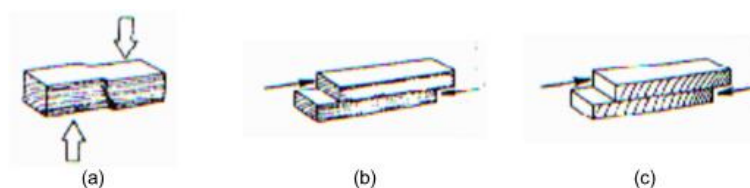


Fig. 6 – Solicitação ao corte na madeira. (a) corte normal às fibras, (b) corte paralelo às fibras, (c) corte normal às linhas dos anéis de crescimento, retirado de (Szűcs *et al.*, 2006), por sua vez retirado de (Ritter, 1990)

Resistência à flexão – na solicitação à flexão simples, podem ocorrer quatro tipos de esforços atuantes na madeira: compressão paralela às fibras na parte superior da peça, tração paralela às fibras na parte inferior da peça, esforços de corte horizontais, e compressão normal às fibras nas regiões dos apoios. De acordo com (Szűcs *et al.*, 2006), a rotura em elementos de madeira sujeitos a flexão manifesta-se com a formação de pequeníssimas falhas de compressão, seguidas de esmagamento macroscópico na região comprimida. Com a ocorrência de esforços de flexão, a peça irá ter um acréscimo de área de secção comprimida e redução de área tracionada, o que levará a um aumento de tensão nesta área podendo conduzir à rotura por tração.

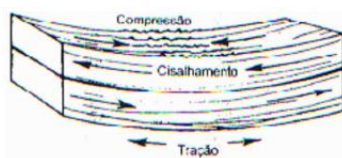


Fig. 7 – Representação da solicitação de flexão simples na madeira, retirado de (Szűcs *et al.* 2006), por sua vez retirado de (Ritter, 1990))

Para além disto, dado o facto de a madeira ser um material relativamente flexível, a mesma passa por três fases distintas quando sujeita a esforços de flexão (Gonçalves, 2016). Numa primeira fase da solicitação, a madeira irá sofrer uma deformação elástica até atingir a carga no limite de elasticidade, passando de seguida a apresentar grandes deformações, não proporcionais à carga aplicada, e por último, aquando o alcance da carga máxima (de rotura) ocorrerá o desfibramento ou rotura da peça de madeira. No gráfico da Figura 8 que se segue, é possível ver a evolução destas três fases descritas.

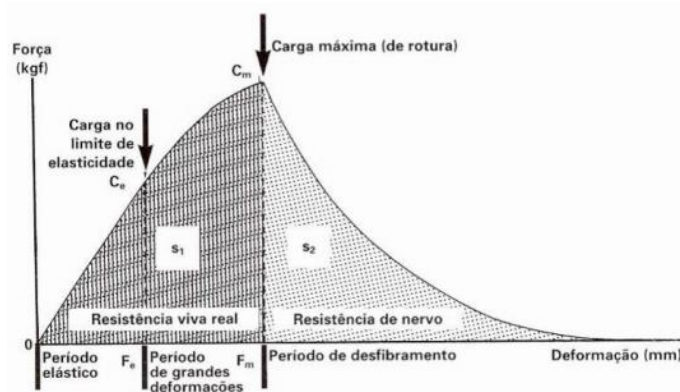


Fig. 8 – Evolução da deformação da madeira consoante a carga aplicada, retirado de (Gonçalves, 2016)

3.4.3.1 Classes de resistência da madeira

As classes de resistência da madeira consistem “num conjunto de classes de qualidade, decorrentes de sistemas de classificação (visual ou mecânica) de madeiras para estruturas, representado para fins de dimensionamento pelas mesmas propriedades físicas e mecânicas.”, de acordo com (Coutinho, 1999). As mesmas encontram-se normalizadas na EN 338, que comporta seis classes para as Folhosas (D) e nove para as Resinosas (C), conforme indicado na figura que se segue, adaptada de tabelas retiradas de (Coutinho, 1999).

Classe:		C14	C16	C18	C22	C24	C27	C30	C35	C40	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Resistência característica (MPa)																
- flexão		14	16	18	22	24	27	30	35	40	30	35	40	50	60	70
- tração		8	10	11	13	14	16	18	21	24	18	21	24	30	36	42
	⊥	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7	0,9
- compressão		16	17	18	20	21	22	23	25	26	23	25	26	29	32	34
	⊥	4,3	4,6	4,8	5,1	5,3	5,6	5,7	6,0	6,3	8,0	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
- corte		1,7	1,8	2,0	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8	3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
E ₀ (GPa)	médio	7	8	9	10	11	12	12	13	14	10	10	11	14	17	20
	característico	4,7	5,4	6,0	6,7	7,4	8,0	8,0	8,7	9,4	8,0	8,7	9,4	11,8	14,3	16,8
Massa volumica	médio	350	370	380	410	420	450	460	480	500	640	670	700	780	840	1080
	característico	290	310	320	340	350	370	380	400	420	530	560	590	650	700	900

Fig. 9 – Classes de resistência da madeira, adaptado de (Coutinho, 1999)

3.4.3.2 Outras propriedades mecânicas:

Resistência ao choque – a resistência ao choque é influenciada por diversos fatores como por exemplo a forma do elemento de madeira, dimensões, massa volumica, propriedades anatómicas. Pode ser determinada pela norma NBR 7190:1997 que prevê ensaios de resistência à flexão dinâmica que permitem determinar a resistência da madeira ao choque, avaliando a sua resiliência, isto é, a sua capacidade de absorver energia pela deformação. A madeira é considerada como tendo uma ótima resistência ao choque.

Resistência à fadiga – a resistência à fadiga caracteriza-se como a capacidade do elemento de madeira de sofrer deformação sem atingir a rotura, quando sujeito a cargas alternadas de compressão e tração. Esta propriedade é fundamentalmente influenciada pelo teor de água na madeira.

Resistência a cargas de longa duração – quando sujeita a cargas de longa duração, a madeira sofre o efeito de fluência sofrendo deformação constante sujeita a um carregamento prolongado, acabando por ser ultrapassado o seu limite de elasticidade e passando a deformar-se em regime plástico. Nesta situação, a madeira poderá atingir a rotura para valores de tensão mais baixos que os que seriam indicados em ensaios de carga de curta duração. O teor de água presente na madeira influencia a sua resistência a cargas prolongadas, sendo que quanto mais elevado o teor de água, ou a existência de ciclos de humificação/secagem, menor é a resistência a este parâmetro.

3.5 COMPOSTOS DE MADEIRA PROCESSADOS

As propriedades da madeira maciça são muitas vezes inapropriadas para aplicações estruturais de alto desempenho, embora se possa tratar a madeira de forma a minimizar algumas características como a sua durabilidade e variabilidade. Contudo, novos materiais processados a partir da madeira têm vindo a ser utilizados dadas as suas vantagens de reduzir a variabilidade existente característica deste material, bem como serem menos afetados por defeitos naturais existentes na

madeira original tais como nós. Por outro lado, também a forma com que se pretende moldar a madeira é mais facilmente alcançada com este tipo de materiais possibilitando uma maior versatilidade na sua aplicação.

Para além disto, muitos edifícios de valor patrimonial têm muitas vezes restrições relativamente ao uso de materiais diferentes do material utilizado na estrutura original, como forma de preservar o seu valor, sendo assim uma vantagem a existência deste tipo de produtos derivados da madeira.

Os derivados da madeira que irão ser referidos são os mais adequados para aplicações estruturais, substituindo a madeira maciça, embora existam muitos outros aptos para outro tipo de funcionalidades, em que se incluem por exemplo os contraplacados, aglomerados de fibras e aglomerados de partículas (Cruz *et al.*, 2005).

3.5.1 MADEIRA LAMELADA COLADA

De acordo com (André, 2006), a madeira lamelada colada (GLT – “Glued Laminated Timber” ou “glulam” em língua inglesa) tem vindo a ser usada na Europa desde finais do século XIX.

Apesar de poder ser utilizada madeira de folhosas para a sua conceção, é mais corrente a sua produção a partir de madeira de espécies resinosas. A madeira lamelada colada é então produzida através da madeira maciça que é serrada em tábuas ou lamelas com espessura máxima de aproximadamente 45mm, que são posteriormente justapostas e coladas, formando o material pretendido, que terá uma menor variabilidade do que a madeira maciça apresentando melhores resultados mecânicos (Negrão, 2017). De facto, segundo (Correia, 2015), com este derivado da madeira são retirados diversos defeitos naturais próprios da madeira maciça como nós, inclinação do fio e fendas. A madeira lamelada colada é essencialmente usada em elementos estruturais como por exemplo nas vigas, no caso dos pavimentos, sendo que o seu dimensionamento pode ser feito com base em valores relativos às propriedades de resistência e rigidez indicados nas classes de resistência na norma EN 14080 de acordo com o Eurocódigo 5.



Fig. 10 – Ilustração de viga de madeira lamelada colada (www.somapil.com)

3.5.2 MADEIRA LAMELADA CRUZADA

A madeira lamelada cruzada (CLT – “Cross Laminated Timber”) é semelhante à madeira lamelada colada, no entanto as placas de madeira são dispostas de forma cruzada (Figura 11), apresentando um bom comportamento mecânico tanto fora como dentro do plano relativamente à sua capacidade de carga. As suas propriedades mecânicas são assim adequadas para serem utilizadas para reforço de pavimentos no plano e à flexão. Por outro lado, trata-se de um derivado que pode ser produzido em grandes dimensões podendo também funcionar como elemento estrutural (Correia, 2015).



Fig. 11 – Ilustração de madeira lamelada cruzada (estruturasdemadeira.blogspot.pt/)

3.5.3 MADEIRA LVL (“LAMINATED VENEER LUMBER”)

Este derivado de madeira é principalmente usado em vigas e obtido por colagem de folhas de 2 a 5mm de espessura. A sua variabilidade é ainda menor quando comparada com a madeira lamelada colada ou cruzada, apresentando por isso maiores valores médios de propriedades mecânicas, de acordo com (Negrão, 2017). No caso deste derivado, os valores relativos às suas propriedades de resistência encontram-se normalizados em EN 14374, de acordo com o Eurocódigo 5.



Fig. 12 – Ilustração de derivado de madeira LVL (painéis de lâminas paralelas)
(portaldamadeira.blogspot.pt)

3.6 CARACTERIZAÇÃO DE PAVIMENTOS DE MADEIRA ANTIGOS

3.6.1 COMPONENTES

Nos edifícios mais antigos existentes, comumente compostos por paredes de alvenaria resistente, verifica-se também que grande parte é constituído por pavimentos de madeira, sendo estes uma ótima solução para execução de estruturas horizontais. Geralmente nesses edifícios são dispostas vigas paralelamente umas às outras, com determinado espaçamento, e sobre as quais assenta o soalho. Para além destes elementos principais são também utilizados outros elementos secundários como tarugos e cadeias, que procuram melhorar o desempenho do pavimento.

Vigamento – é comum nas construções mais antigas encontrar vigas constituídas por madeira “tosca”, em que os troncos de madeira (chamados “paus rolados”) são dispostos de forma a intercalar a zona de maior diâmetro com a zona de menor diâmetro, permitindo uma melhor uniformidade de resistência e rigidez do pavimento. Neste caso, os paus rolados podem ser falquejados de forma a possibilitar uma melhor fixação do soalho sobre os mesmos. Mais tarde as vigas passaram a ser mais trabalhadas, geralmente serradas com secção retangular, podendo ser nos dias de hoje constituídas por produtos derivados da madeira substituindo a madeira maciça. Normalmente este tipo de vigamento pode vencer vãos até cerca de 6 metros, aproximadamente.



Fig. 13 – Vigamento de pavimento de habitação do século XIX, Leiria

Apoios – os apoios das vigas nas paredes resistentes, designados por “entregas” são também elementos que contribuem para o bom funcionamento estrutural da estrutura, contribuindo para a rigidez do pavimento e mesmo para a estabilidade das paredes de alvenaria relativamente à direção fora do seu plano. Para a execução das entregas das vigas, apoiadas ou encastradas cerca de 0,20m ou 0.25m (Dias, 2008), era comum nos edifícios antigos serem utilizados ferrolhos metálicos de diversas formas, sendo apresentados alguns exemplos desse tipo de conectores na Figura 14.

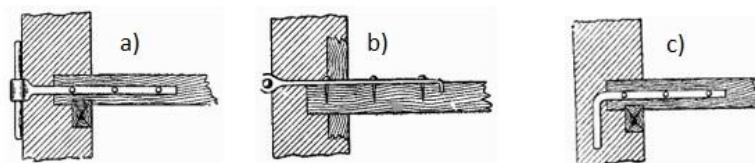


Fig. 14 – Representação de ferrolhos com ligação à face exterior da parede de alvenaria resistente (esquemas a) e b)) e ferrolho em esquadro (esquema c)) adaptado de (Dias, 2008) (por sua vez retirado de (Segurado, 1942)

Outra solução era o uso de frechais para apoio da viga quando as paredes apresentavam uma espessura de menor dimensão, recorrendo também a cachorros tal como demonstrado na Figura 15.

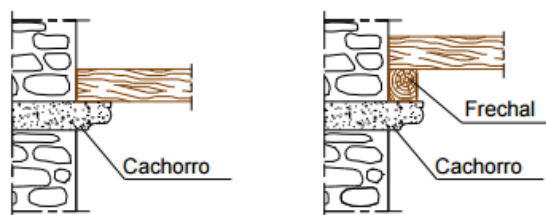


Figura 15 – Viga apoiada em cachorro, à esquerda e viga apoiada em frechal por sua vez apoiado em cachorro embutido na parede, à direita. Retirado de (Simões, 2015), por seu turno adaptado de (Segurado, 1942)

Cadeias – estes elementos são utilizados aquando a necessidade de modificar a configuração do vigamento devido por exemplo à existência de caixa de escadas, condutas, entre outros possíveis obstáculos. Nestas situações, as vigas do pavimento são apoiadas numa cadeia que por sua vez

irá apoiar-se em vigas adjacentes, contornando assim os obstáculos em causa. As vigas adjacentes, nas quais apoiam as que necessitaram de ser interrompidas, devem ser de espessura superior de forma a resistir aos novos esforços a que ficarão sujeitas. (Coelho, 2015)



Fig. 16 – Cadeia em pavimento, retirado de (Dias, 2008)

Tarugos – perante grandes vãos a vencer de pavimento e sob ação de cargas aplicadas, as vigas poderão ficar sujeitas a um fenómeno de instabilidade lateral-torsional chamado bambeamento (Dias, 2008), provocando diminuição de resistência do pavimento e capacidade resistente. Tal efeito ocorre quando a viga, sujeita a momentos flettores, atinge o valor de momento crítico no plano de inércia máxima originando deslocamentos no sentido perpendicular às cargas aplicadas, provocando assim deformações e vibrações no pavimento. Para evitar a ocorrência de bambeamento poderão ser aplicados tarugos, que consistem em elementos de madeira colocados transversalmente à direção das vigas entre o espaçamento das mesmas, e de menor secção. A aplicação de tarugamento irá permitir o travamento dos deslocamentos horizontais mencionados e contribuir para que a estrutura horizontal trabalhe em conjunto. (Coelho, 2015)



Fig. 17 – Exemplo de tarugamento e vigamento, retirado de (Dias, 2008) por sua vez retirado de (Ilharco *et al.*, 2006)

Soalho – o soalho consiste num tabuado colocado perpendicularmente à direção das vigas, cujas tábuas de madeira que o compõem têm geralmente cerca de 15cm de largura e 2 a 5cm de espessura, segundo (Gonçalves, 2016). Este elemento reveste os restantes componentes constituintes do pavimento, ficando por isso normalmente à vista. O soalho desempenha também funções estruturais ao realizar a distribuição de cargas atuantes sobre o mesmo, transferindo-as para as vigas.

Para além dos elementos descritos, é também importante no caso de pisos de madeira térreos, a existência de uma caixa-de-ar na parte inferior do pavimento que possibilite a sua ventilação, devendo ter uma altura mínima de 0,40m (Dias, 2008).

3.6.2 PATOLOGIAS NOS PAVIMENTOS DE MADEIRA

A madeira é um material de origem vegetal que por esse motivo, terá diferentes características quanto a fatores que conduzem à ocorrência de patologias e danos a nível estrutural, comparando com outros materiais de construção como por exemplo aço ou betão, que são de origem mineral, de acordo com (Dias, 2008).

Segundo (Gonçalves, 2016), as patologias na madeira poderão ser de origem anatómica, biótica, abiótica, ou mesmo, segundo (Dias, 2008), devido a má conceção, construção inicial ou alterações posteriores mal executadas. A velocidade da degradação da madeira dependerá das propriedades do material, da sua proteção e manutenção.

3.6.2.1 Patologias de origem anatómica

Este tipo de patologias foi já descrito em 3.4.1 dizendo respeito a “Irregularidades e defeitos naturais da madeira” que como características inerentes à madeira poderão afetar de diferentes formas o desempenho da estrutura, conforme a sua ocorrência e localização na mesma, tendo já esses aspetos sido mencionados no ponto em questão.

3.6.2.2 Patologias de origem biótica

Dada a natureza orgânica da madeira, esta é uma matéria-prima sujeita a deterioração principalmente por ataques de agentes bióticos, como fungos ou insetos.

Fungos - os fungos são vegetais de estrutura celular filamentosa que se desenvolvem e penetram na madeira, destruindo parte dos seus constituintes e causando podridões. Em consequência, a madeira perde parte ou mesmo toda a sua resistência mecânica. Contudo, a sua ação não é inicialmente visível a olho nu, podendo ser apenas posteriormente detetada por uma mudança de coloração na superfície da madeira (branca no caso das folhosas e castanha no caso das resinosas, segundo (Negrão, 2017), e num estado mais avançado por uma redução de peso significativa. De acordo com (Dias, 2008), este tipo de fungos de podridão, desenvolvem-se para teores de água de cerca de 20%, principalmente nas entregas do pavimento nas paredes resistentes. No entanto, também em madeira seca podem existir fungos com capacidade de transportar água de zonas húmidas para secas, causando uma podridão apenas visível pelo exterior do elemento (coloração castanha e rebordo branco, segundo (Negrão, 2017), quando este já perdeu cerca de 10 a 20% do seu peso, segundo (Dias, 2008), correspondente a uma perda de 80 a 95% da sua resistência mecânica, causando um esfarelamento da madeira. Existem também outros tipos de fungos, menos graves e menos invasivos, como o mofo (bolor) e os fungos cromogêneos, que, de acordo com (Gonçalves, 2016), não afetam mecanicamente o funcionamento do elemento de madeira sendo visíveis pelo exterior da peça também por mudança de coloração. Apesar de não serem fungos perigosos, a existência deste tipo de fungos pode ser um alerta quanto à possibilidade de existência de fungos de podridão, pois as suas condições de suporte de vida são semelhantes.

Insetos xilófagos – os insetos xilófagos podem-se distinguir em dois tipos, de acordo com (Gonçalves, 2016): insetos de ciclo larvar (caruncho) e insetos sociais (térmitas). A deterioração da madeira ocorre pelo consumo desta por parte das térmitas ou do caruncho, resultando daí uma rede de galerias que reduzem a seção do elemento de madeira. Os carunchos são insetos voadores que, segundo (Negrão, 2017), libertam os seus ovos nos poros ou fendas da madeira, da qual as larvas se irão alimentar, criando redes, e abandonando posteriormente a madeira ao atingirem a fase adulta, sendo que o furo de saída é muitas vezes o único indício da sua existência. No caso das térmitas, estabelecem colónias e criam também uma rede de tuneis na madeira, da qual se alimentam. Uma medida preventiva da sua progressão para a madeira, no caso das térmitas subterrâneas, é a existência de um elemento não perfurável entre o solo e a madeira, de forma a impedir o seu acesso a partir do solo. Este tipo de térmitas é característico de zonas com um elevado teor de humidade no ar e madeira. Um indício da existência de térmitas pode ser a presença de dejetos, que ao contrário dos carunchos, são eliminados para o exterior da madeira. No caso das térmitas de madeira seca, estas desenvolvem-se em madeira com teor de humidade de cerca de 15%, segundo (Gonçalves, 2016), e têm uma ação destruidora mais rápida que as térmitas subterrâneas. As térmitas podem aceder à madeira por fendas ou furos previamente feitos por caruncho, ficando depois fechados por uma película fina protetora.

3.6.2.3 Patologias de origem abiótica

As patologias de origem abiótica dizem respeito a ações provenientes, por exemplo, de agentes atmosféricos, incêndios ou agentes químicos.

Agentes atmosféricos – a ação de agentes atmosféricos como a radiação solar ou a água (proveniente diretamente da precipitação ou por meios indiretos), é uma causa comum de degradação na madeira, embora seja um processo bastante demorado, em que, segundo (Costa, 2009), há uma redução em profundidade de cerca de 6mm na madeira por cada século.

Em termos de incidência da radiação solar na madeira, esta pode ser dividida em radiação ultravioleta ou raios infravermelhos. A ação dos raios ultravioleta leva a uma deterioração superficial da madeira afetando principalmente a lenhina da madeira (macromolécula com função de conferir rigidez e impermeabilidade), provocando uma mudança de coloração na superfície da madeira, que apresenta inicialmente um tom amarelado e passa posteriormente a acinzentado. Esta ação, combinada com a ação da água, poderá conduzir a consequências mais graves, uma vez que após o processo de degradação descrito, a madeira poderá ficar exposta à ação da precipitação, que irá “lavar” a superfície desgastada da madeira, voltando a expor uma camada sã da mesma que será novamente exposta à radiação solar, criando um ciclo de degradação, de acordo com (Dias, 2008). Por outro lado, a ação dos raios infravermelhos irá provocar um aquecimento da superfície da madeira, sujeitando a mesma a um processo de secagem rápido que poderá originar esforços internos de tração na madeira, consequentes variações de volume, e com isso a ocorrência de fissuração que por sua vez tornará a madeira vulnerável a ataques de agentes bióticos que acelerarão o processo de deterioração.

Relativamente à ação da água, a mesma poderá ser absorvida após a ocorrência de precipitação, ou por contacto da madeira com o solo. No caso da precipitação, a água é absorvida para o interior da madeira gerando variações no estado de tensão e originando consequentemente fendilhação e diminuição de resistência mecânica do material, de acordo com (Costa, 2009). Por outro lado, a presença de elevados teores de água e fendilhação na madeira irá, como já visto, criar condições adequadas à ocorrência de ataques bióticos, que por sua vez irão contribuir para uma maior

degradação da madeira. Geralmente a ação da água por este meio atinge o cerne da madeira, sendo comum em zonas próximas da envolvente do edifício como por exemplo nas entregas do vigaamento nas paredes resistentes. No caso dos pisos térreos, a água pode também ser absorvida por capilaridade através das paredes até ao pavimento, ou mesmo por contacto direto embora essa situação deva ser evitada.

Fogo – a madeira é um material combustível, sendo o seu valor de combustão cerca de 275°C (Correia, 2015). Perante ação do fogo o comportamento da madeira varia consoante a sua espécie. Fatores como a densidade da madeira ou a presença de cantos ou fendas influenciam a resistência da madeira ao fogo. Quanto mais densa mais resistente, no entanto a presença de cantos no elemento de madeira ou fendas irão agravar a capacidade resistente do material. Por outro lado, maiores secções transversais levarão também a uma maior resistência. De acordo com (Oliveira, 2012), elementos de madeira com espessuras superiores a cerca de 50mm serão consideradas mais seguras que estruturas metálicas, no entanto, espessuras abaixo de aproximadamente 20mm, serão rapidamente “consumidos” pela ação do fogo. De acordo com (Correia, 2015), a madeira poderá manter as suas propriedades mecânicas até temperaturas de 1000 a 1100°C, enquanto que o aço perde a suas propriedades mecânicas a 200-300°C (Figura 18). A resistência da madeira ao fogo pode ser melhorada através de métodos de proteção da madeira, como por exemplo, pintura com produtos ignífugos ou revestimentos com materiais mais resistentes ao fogo, entre outros tipos de proteção.



Fig. 18 – Comparação do efeito do fogo em estrutura de madeira e metálica, retirado de (Costa, 2009)

Químicos – a madeira tem uma resistência relativamente boa à ação de agentes químicos. De acordo com (Costa, 2009), a presença de ácidos livres na sua constituição faz com que o seu pH se situe aproximadamente entre 4 e 5. Na presença de ácidos fortes, a madeira poderá apresentar uma variação de cor à sua superfície devido à destruição das cadeias de carbonos, enquanto quando sujeita a soluções alcalinas (como por exemplo lixívia), a lenhina da madeira será atacada sendo diminuída a resistência das células.

3.6.2.4. Danos devido a deficiente conceção estrutural

Alguns dos danos observados em pavimentos de madeira têm origem em deficientes conceções estruturais ou construção, de acordo com (Dias, 2008) e (Cali *et al.*, 2016). A busca por soluções económicas pode levar a que ocorram erros como secções de vigas demasiado reduzidas, inexistência de tarugamento, espaçamento demasiado grande entre vigas, entre outros, para além

da qualidade da madeira escolhida poder também não ser a mais indicada aos fins a que se destina. Estes aspetos levam a um decréscimo de propriedades mecânicas dos pavimentos a nível de rigidez e resistência mecânica, que poderão levar à necessidade de posteriores intervenções de reforço a realizar de forma a melhorar essas características. Geralmente este tipo de danos não se manifesta a curto prazo, mas sim ao longo do tempo, podendo resultar em graves danos estruturais.

3.6.3 DANOS ESTRUTURAIS

Geralmente, os danos estruturais ocorrem na estrutura do pavimento quando “as tensões provocadas por uma ou mais ações excedem a resistência dos materiais em zonas significativas, seja porque as próprias ações aumentaram ou porque a resistência diminuiu” segundo (ICOMOS, 2004). Podem ocorrer essencialmente dois tipos de danos estruturais em estruturas horizontais de madeira, de acordo com (Dias *et al.*, 2008): rotura por corte na zona das entregas das vigas, normalmente devido à redução de secção por ataques bióticos em conjunto com um elevado teor de humidade, e rotura por flexão a meio vão do vigamento devido à presença de defeitos, excesso de carga, redução de secção por ataque de agentes bióticos, entre outros. Por outro lado, o tipo de rotura verificada na estrutura dependerá tanto das ações aplicadas como dos materiais constituintes da estrutura, sendo que materiais frágeis atingirão a rotura com baixas deformações, e materiais dúcteis permitirão que a estrutura exiba deformações consideráveis antes de colapsar (ICOMOS, 2004).

3.7 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA HORIZONTAL

As ações que atuam numa estrutura de madeira poderão ser mecânicas, afetando a estrutura, ou químicas e biológicas, afetando o material (ICOMOS, 2004). Estas últimas dizem respeito às patologias descritas em 3.6.2 causadas por esse tipo de ações.

Quanto às ações mecânicas, de acordo com o ICOMOS poderão ser estáticas ou dinâmicas. As ações estáticas dividem-se em diretas, nomeadamente as ações permanentes na estrutura (i.e., peso próprio, por exemplo) e as ações variáveis (equipamentos, pessoas, entre outras) que poderão levar a danos estruturais devido a variações de tensões, e em ações indiretas, relativas a deformações impostas à estrutura. Relativamente às ações dinâmicas, ocorrem quando na estrutura são impostas acelerações originadas por exemplo por ação sísmica, vento, vibração de equipamentos, entre outras.

As ações atuantes nas estruturas dividem-se também em ações verticais (peso próprio e sobrecargas, por exemplo) ou horizontais (ação sísmica, vento, entre outros).

3.7.1 INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES DA ESTRUTURA HORIZONTAL NO COMPORTAMENTO GLOBAL DO EDIFÍCIO

Antes de mais, para melhor compreender a influência que certas características de um pavimento de madeira inserido num edifício antigo de alvenaria, pode ter na globalidade do comportamento do edifício quando sujeito a algumas das ações referidas, é importante conhecer algumas das características relativas a outros elementos constituintes do edifício.

Paredes de Alvenaria – as paredes resistentes de alvenaria são constituídas por associação de elementos de pedra ou tijolo (unidos ou não por argamassa de ligação), tendo assim um carácter heterogéneo. Geralmente são de grande espessura, apresentando um elevado peso próprio. Segundo (Talone, 2010), são consideradas como elementos estruturais que desempenham um importante papel no comportamento estrutural do edifício, relativamente à resistência a ações gravíticas e horizontais. As paredes de alvenaria têm um bom comportamento à compressão, apresentando, no entanto, uma resistência praticamente nula a esforços de tração e uma menor resistência ao corte no plano da parede. Assim, a grande espessura destas paredes torna-se uma vantagem dado contribuir para a sua estabilidade. O seu elevado peso e espessura originam valores baixos de esbelteza, diminuindo assim a probabilidade de ocorrência de fenómenos de instabilidade por encurvadura lateral. Por outro lado, de acordo com (Reis, 2013), uma elevada espessura é também benéfica, no caso das paredes exteriores, quanto à proteção contra agentes atmosféricos.

Paredes Divisórias – as paredes divisórias, geralmente de tabique, apesar de não serem consideradas como elementos estruturais, acabam por desempenhar também funções a nível estrutural, recebendo cargas verticais, e contribuindo particularmente para o travamento horizontal da estrutura, auxiliando também as ligações entre pavimentos, paredes e cobertura (Reis, 2013).

Cobertura – a cobertura de madeira é um elemento estrutural bastante exposto a agentes climáticos, protegendo o edifício, e necessitando por isso de cuidados e manutenção adequada. Tem a função estrutural de “agarrar” a estrutura funcionando como uma “tampa de uma caixa”, melhorando a coesão de todo o edifício, se corretamente executada, não se apoiando simplesmente sobre a restante estrutura.

Caixa de escadas – a caixa de escadas, geralmente de madeira no caso de edifícios antigos de alvenaria, não tem, segundo (Talone, 2010), grande importância a nível estrutural, tendo apenas a função de ligação entre pisos.

3.7.1.1 Efeito diafragma dos pavimentos

Nos edifícios de alvenaria antigos, o efeito de diafragma em pavimentos de madeira é fundamental para ser conseguido um bom comportamento geral do edifício. O comportamento de diafragma é caracterizado pela capacidade da estrutura horizontal plana em receber e conduzir os esforços originados pelas cargas a que está sujeita, para os elementos de contraventamento vertical, neste caso as paredes de alvenaria resistente. Os pavimentos podem então ser considerados como tendo um comportamento de diafragma mais flexível ou mais rígido.

3.7.1.1.1 Ações horizontais

De uma forma geral, de acordo com (Cali *et al.*, 2016), as ações horizontais irão incidir diretamente sobre as paredes resistentes (perpendiculares à direção da carga) que as transmitirão para as fundações e para os pavimentos. Por sua vez os pavimentos são solicitados no seu próprio plano, transferindo as reações para as paredes de alvenaria resistente que as transmitirão para as fundações.

Quando sujeito por exemplo a uma ação sísmica, um pavimento flexível irá sofrer elevadas deformações quando comparado com um pavimento rígido, impondo maiores deslocamentos nos

elementos verticais resistentes e podendo em consequência causar danos estruturais nos mesmos, dado que cada elemento resistente suporta a ação sísmica segundo a sua própria rigidez (Cali *et al.*, 2016). No caso de um diafragma rígido, se associado a boas conexões do pavimento às paredes resistentes, poderia ocorrer, de acordo com (Branco, 2007), uma compatibilização de deslocamentos horizontais havendo uma distribuição proporcional à rigidez dos elementos verticais resistentes. O pavimento rígido tem assim a capacidade de não sofrer distorções nem variação das suas dimensões mantendo a mesma forma inicial.

No entanto, grande parte dos pavimentos inseridos em edifícios antigos de alvenaria não possuem características adequadas de rigidez no seu plano, sendo por vezes demasiado deformáveis, e tornando-se assim necessária a execução de intervenções de reforço de forma a melhorar essa propriedade. Note-se, contudo, que uma elevada rigidez no plano do pavimento poderá nem sempre ser benéfica para o comportamento global do edifício, dado já se terem verificado em alguns casos, a ocorrência de danos estruturais nas paredes resistentes associados a esse aspeto (Talone, 2010).

A Figura 19 permite visualizar o tipo de esforços a que as paredes de alvenaria resistentes poderão estar sujeitas durante uma ação sísmica.

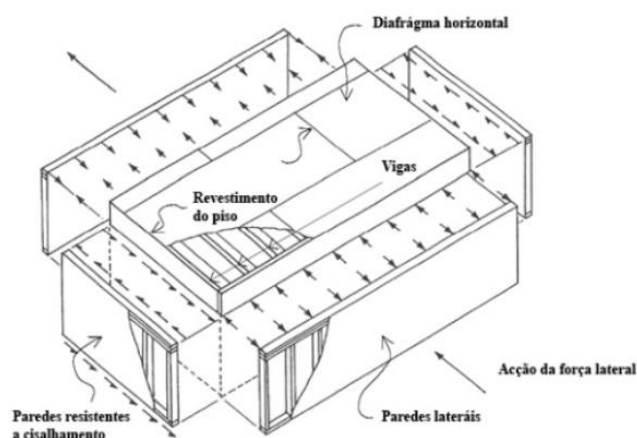


Figura 19 – Esforços provocados nas paredes resistentes por influência da ação sísmica. Retirado de (Cali *et al.*, 2016)

É possível verificar na Figura 19, que as paredes de alvenaria paralelas à ação sísmica sofrem esforços de corte, enquanto que as paredes resistentes perpendiculares à direção da ação sísmica sofrem esforços de tração e compressão.

Para além disto, as ligações entre os pavimentos e a paredes resistentes, bem como entre as várias paredes, assumem também um importante papel no comportamento global do edifício, contribuindo para a resistência do edifício a ações horizontais. De acordo com (Cali *et al.*, 2016), boas ligações entre os diversos elementos estruturais possibilitam que todos os elementos resistam em conjunto às solicitações impostas na estrutura global, e que a estrutura possua uma rigidez superior, sendo este comportamento conhecido como “box-behaviour”, ou comportamento em caixa. Assim, boas ligações asseguram a transmissão de esforços entre os diversos elementos estruturais.

Os danos estruturais possíveis de ocorrer em paredes de alvenaria sujeitas a ações sísmicas, devido a uma desadequada rigidez dos pavimentos de madeira e possivelmente a más conexões, podem estar associados a diferentes mecanismos de colapso, alguns representados na Figura 20. Um dos mecanismos de colapso mais comuns consiste no derrube das paredes exteriores devido a excessiva deformação dos pavimentos (Figura 20(a))

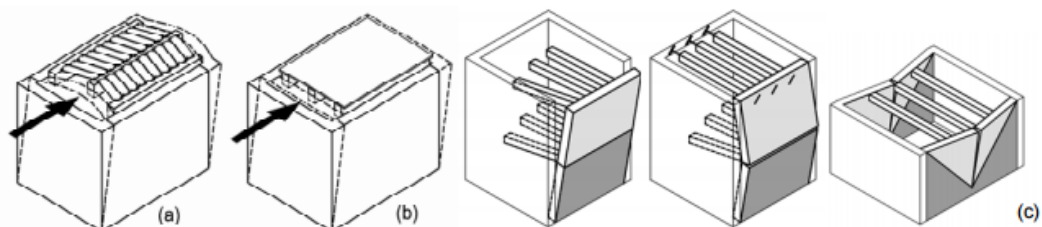


Figura 20 – (a) pavimento demasiado deformável leva ao derrube das paredes perpendiculares à ação sísmica (b) pavimento rígido permite a transmissão de esforços para as paredes resistentes laterais, paralelas à ação sísmica (c) exemplos de diferentes modos de colapso das paredes resistentes, registados durante a ocorrência de alguns sismos. Retirado de (Piazza *et al.*, 2008)

A rigidez no plano do pavimento afeta, de forma significativa, o comportamento das paredes resistentes de alvenaria sujeitas a ação sísmica, definindo os esforços que são transmitidos para as paredes laterais e os deslocamentos impostos nas paredes perpendiculares à ação sísmica.

3.7.1.1.2 Ações verticais

Quanto às ações verticais, as mesmas poderão causar dificuldades ao nível dos pavimentos que, consoante a sua rigidez fora do plano, poderão resistir melhor ou pior a carregamentos verticais. Uma estrutura horizontal com elevada rigidez fora do seu plano irá ter uma maior capacidade de carga, bem como menores deformações e vibrações, inconvenientes para o adequado desempenho do pavimento. É de salientar, no entanto, que o reforço ou substituição de um pavimento de madeira por outro de diferentes materiais, embora possa aumentar a resistência da estrutura horizontal, poderá levar a um aumento significativo de massa, intensificando as forças sísmicas atuantes na estrutura.

4

INTERVENÇÃO ESTRUTURAL – MEDIDAS DE REFORÇO

4.1 INTRODUÇÃO

Após uma análise cuidada e completa da estrutura a intervencionar, é então definido o tipo de medidas a efetuar, consoante as condições de segurança e os danos encontrados nos elementos estruturais. É importante o conhecimento das técnicas utilizadas anteriormente em construções antigas e o procedimento a uma análise histórica da estrutura no sentido de prever o seu comportamento futuro e conhecer possíveis intervenções que já tenham sido efetuadas anteriormente.

A intervenção de reabilitação a adotar poderá consistir em medidas de reforço locais, globais, ou ainda em substituição de elementos do pavimento, ou da sua totalidade, conforme o estado de degradação em que se encontra a estrutura.

Relativamente às medidas de reforço locais, as mesmas são levadas a cabo em elementos singulares da estrutura, isto é, poder-se-á intervir localmente na zona das entregas das vigas nas paredes resistentes ou ainda ao longo do comprimento da viga (Dias, 2008). Geralmente as medidas atuam no sentido de resolver anomalias relacionadas com flexão ou corte, ataques de agentes bióticos, existência de defeitos na madeira, efeitos de humidade, entre outros. Algumas medidas de intervenção local, nomeadamente na zona das entregas das vigas nas paredes resistentes, têm uma importância particular no funcionamento global da estrutura.

Quanto às técnicas de reforço globais, são utilizadas como resposta a problemas de índole mais global, quer ao nível do comportamento geral do pavimento (i.e., problemas de rigidez e capacidade de carga) quer do desempenho global do edifício, onde as estruturas horizontais desempenham um papel importante. Nestes casos, é essencial assegurar uma correta continuidade entre os diversos elementos estruturais do edifício (i.e., cobertura, paredes resistentes e pavimentos), assegurando o seu comportamento no edifício como um todo (Costa *et al.*, 2005).

Segue-se uma breve descrição de algumas das medidas de reforço existentes, aplicadas conforme o problema encontrado. A escolha da melhor solução a adotar em cada caso prende-se com diversos fatores externos, não só com as características que se pretendem melhorar na estrutura, mas também com a “filosofia” das operações de reabilitação, que devem tender para a manutenção dos elementos existentes e para soluções pouco intrusivas, como mencionado no Capítulo 2.

Desta forma, será efetuada uma análise crítica e comparativa das medidas de reforço que irão ser mencionadas, tendo por base os elementos disponíveis, nomeadamente os resultados dos testes experimentais realizados.

4.2 MEDIDAS DE INTERVENÇÃO LOCAL

Este tipo de solução poderá implicar a substituição ou reforço de partes degradadas do elemento de madeira a tratar, sendo por isso necessário ter em atenção a compatibilidade entre os novos materiais que vão ser utilizados e as características da madeira já existente.

4.2.1 ZONA DE LIGAÇÃO VIGA-PAREDE

Esta zona é especialmente propícia à ocorrência de patologias, dada a possível existência de humidade nestas áreas que poderá levar a ataques bióticos. Tal situação poderá conduzir à redução da secção transversal da viga na zona da entrega na parede, podendo provocar a rotura do elemento por perda de capacidade resistente, mesmo que a restante viga se encontre sã. Para além disto, a degradação da ligação da viga à parede poderá trazer consequências não só a nível do comportamento do próprio pavimento, mas também em termos de funcionamento global do edifício, como já referido. Assim, torna-se preferível aplicar técnicas de reforço que introduzam novas condições de apoio da viga na parede substituindo ou reforçando apenas a parte deteriorada da mesma.

4.2.1.1 Fixação de novas peças à viga

Esta técnica pode passar por diversas soluções, geralmente adequadas e com baixa intrusividade, que consistem, por exemplo, na fixação ou justaposição de novas peças de madeira à original, desde a zona sã da viga até à sua zona degradada de entrega na parede, ou, de modo similar, na fixação de chapas ou perfis metálicos à zona da madeira a recuperar (Figura 21). Os novos elementos poderão ser fixados com recurso a pregos ou parafusos, ou por vezes também utilizando cintas metálicas, como se vê na figura que se segue. No caso da solução com novos elementos de madeira, deve garantir-se que as características mecânicas e a qualidade da nova madeira sejam semelhantes à antiga, sendo também necessário um bom tratamento da madeira, de modo a impedir a propagação de possíveis ataques bióticos.

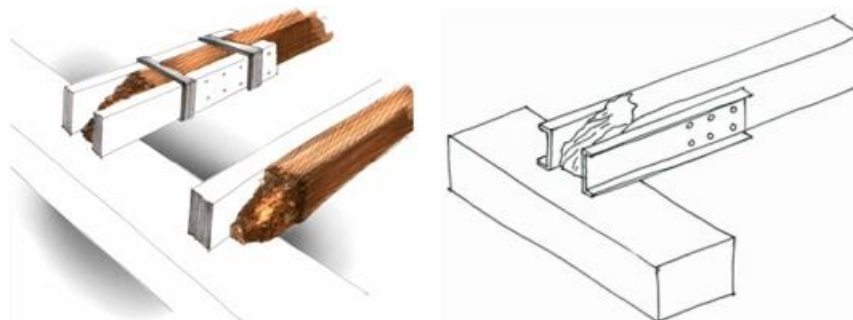


Fig. 21 – Representação de medida de reforço com adição de novos elementos de madeira maciça, retirada de (Feio *et al.*, 2011) (à esquerda), e adição de perfis metálicos na zona degradada, retirado de (Branco *et al.*, 2014) por sua vez retirado de (Arriaga, 2002) (à direita)

Outra possível solução pode ser a introdução de novas peças substituindo por completo a zona degradada da viga, ao invés de a manter. Neste caso, a parte degradada, com rotura ou fissurada da viga pode ser substituída aplicando novas peças de madeira às antigas através de empalmes, recorrendo a diversos tipos de ligações, de acordo com (Dias, 2008) e (Costa, 2009), tal como

representado na Figura 22. Nesta situação é necessário um escoramento provisório da viga uma vez que é necessário remover a zona deteriorada junto ao apoio.

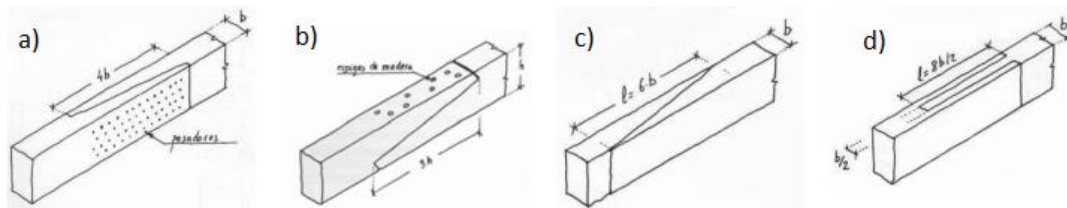


Fig. 22 – Representação de medida de reforço com entalhes a) empalme com ferrolhos metálicos b) empalme com espigas de madeira c) empalme colado em corte vertical d) empalme colado com caixa e espiga reta. Adaptado de (Dias, 2008), por sua vez retirado de (Arriaga, 2002)

4.2.1.2 Introdução de varões selados com resinas epoxídicas

De acordo com (Branco, 2014), a substituição da parte degradada da viga pode também ser feita adicionando resina epoxídica (com módulo de elasticidade semelhante ao da madeira existente) aplicada com recurso a cofragem perdida, e ligada à parte sã da viga por meio de varões de reforço de aço inox ou de polímero de fibras (FRP) (Figura 23). No entanto, no caso da zona degradada da viga ser demasiado extensa pode-se recorrer à colocação de um novo elemento de madeira unido à parte sã por meio de varões de aço inseridos na madeira e resina epoxídica na junta criada entre o novo elemento e a parte antiga da viga. Também aqui é necessário realizar o escoramento temporário da viga para ser possível remover a parte degradada e aplicar a solução de reforço.



Fig. 23 – Representação do processo de introdução de varões de reforço e colocação de resina epoxídica, retirada de (Feio *et al.*, 2011)

Esta técnica é indicada para o restabelecimento da resistência mecânica da zona degradada da viga, tendo como vantagem o facto de permitir manter a forma da viga original. Note-se que no caso dos pavimentos pode não ser praticável a execução desta técnica de reforço pela parte superior das vigas, pelo que poderá ser necessário a aplicação da técnica pelas faces laterais ou inferiores da viga (Feio *et al.*, 2011).

4.2.1.3 Introdução de cantoneiras

Trata-se de uma solução pouco intrusiva, no entanto, poderá ter a desvantagem de ficar visível após a intervenção, embora existam diversos materiais que podem ser aplicados sob a solução para a ocultar, bem como de técnicas de aplicação que atenuam o seu efeito estético. Outra desvantagem reside no facto de não poder ser aplicada caso se pretenda preservar o teto original, caso exista. São introduzidas cantoneiras metálicas fixadas na parede, e sobre as quais é apoiado/agarrado o vigamento (Figura 24).



Fig. 24 – Fotografia de vigamento apoiado em cantoneira metálica, retirado de (Talone, 2010) por sua vez retirado de (Guedes *et al.*, 2002)

4.2.1.4 Cachorros metálicos

De forma a suportar a viga degradada na zona do apoio, podem ser utilizados cachorros metálicos tal como ilustrado na figura 25. No entanto, apenas em alguns casos pode ser utilizada, dado o elevado espaço que a solução ocupa, para além dos aspetos estéticos.



Fig. 25 – Exemplo de cachorro metálico, retirado de (Dias, 2008), por sua vez retirado de (Costa *et al.*, 2008a)

4.2.2 ZONA A MEIO VÃO DA VIGA

Este tipo de intervenção faz face não só às consequências no funcionamento da estrutura que advêm da degradação do vigamento, mas também a possíveis acréscimos de carga sobre as vigas.

Existem diversas técnicas de reforço que podem ser aplicadas neste contexto. Por exemplo, a degradação das vigas por ataques de agentes bióticos, leva a uma redução de secção da viga e consequentemente a uma redução da sua capacidade de suportar esforços de flexão. Por outro lado, também um espaçamento demasiado grande entre as várias vigas do pavimento poderá

originar problemas, bem como a existência de nós e defeitos da madeira em determinadas zonas. (Talone, 2010)

Por norma, este tipo de problemas leva à ocorrência de vibrações e deformações não previstas na estrutura horizontal que poderão levar à rotura de vigas por flexão.

Segue-se uma breve descrição de algumas técnicas de reforço que podem ser levadas a cabo na zona de meio vão das vigas.

4.2.2.1 Introdução de novos elementos para aumento da secção

O aumento de resistência de vigas de madeira solicitadas à flexão poderá ser conseguido com o aumento da secção da viga adicionando novas peças de madeira às vigas originais, ligadas por exemplo com parafusos ou pregos. Segundo (Branco 2014), esta medida pode ser realizada em elementos que apresentem secção insuficiente para suportar as cargas atuantes, aquando a existência de fendas de grande dimensão, rotura localizada ou ataques por agentes bióticos. De acordo com (Feio *et al.*, 2011), nos casos em que as vigas de madeira apresentem deformações excessivas, poderá ser necessário introduzir calços para regularizar a junção com as novas peças de reforço.

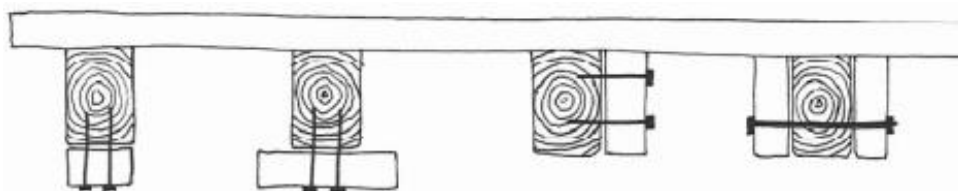


Fig. 26 – Representação de reforço e aumento de secção de vigas de madeira por adição de novos elementos de madeira, adaptado de (Branco, 2014), por sua vez adaptado de (Arriaga, 2002)

Poderá também ser adotada a solução de adicionar um novo elemento de madeira pela parte superior da viga, aumentando assim a sua inércia. Consoante a dimensão do novo elemento a colocar (largura igual ou superior à da viga), a viga anteriormente retangular poderá passar a funcionar como secção em “T”, como representado na Figura 27.

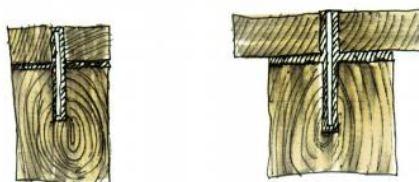


Fig. 27 – Representação de modificação de secção inicial da viga, aumentando a sua dimensão em altura (à esquerda) ou adaptação para viga de secção em “T”, retirado de (Feio *et al.*, 2011)

4.2.2.2 Introdução de chapas metálicas no interior da viga seladas com cola epoxídica

A presente técnica poderá ser adequada por exemplo como solução de reabilitação em caso de existência de rotura localizada ou defeitos locais de proporções anormais, segundo (Feio *et al.*, 2011). A técnica consiste em introduzir chapas metálicas no interior da zona da viga a reparar, aumentando a sua rigidez e resistência. Para isso são primeiramente executadas aberturas no elemento, para de seguida ser inserida a cola epoxídica no seu interior até cerca de um terço da profundidade da abertura, de acordo com (Dias, 2008), e posteriormente introduzir as chapas metálicas.

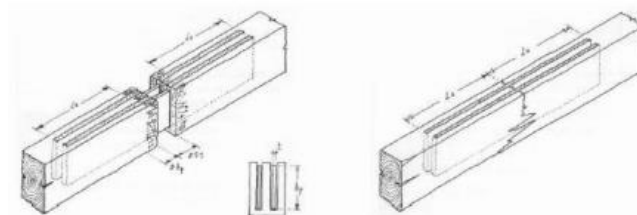


Fig 28 – Representação de reforço com introdução de chapas de aço seladas com cola epoxídica no interior da viga, retirado de (Dias, 2008), por sua vez retirado de (Arriaga, 2002)

4.2.2.3 Aplicação de chapas ou perfis metálicos na superfície da viga

No caso de ocorrência de roturas ou fendas de grande dimensão conforme exemplificado na Figura 29, poderão ser aplicadas chapas ou perfis metálicos fixados à superfície da viga, recuperando assim parte da continuidade que terá sido perdida pela existência da fenda ou abertura na viga. De acordo com (Talone, 2010), as peças metálicas sobre a viga, dada a sua maior rigidez, originam uma viga mista com um bom comportamento estrutural.



Fig. 29 – Representação de reforço com chapas metálicas, retirado de (Talone, 2010) (por sua vez retirado de (Arriaga, 2002))

4.2.2.4 Escoras de madeira

Como apoios intermédios, poderão ser utilizados pilares de materiais distintos (e.g., madeira ou aço), ou escoras de reforço de madeira (Figura 31). Tal como é possível observar na Figura 31, a introdução de escoras permite a diminuição do vão das vigas, possibilitando uma diminuição do momento fletor máximo, caso o comportamento estrutural da viga não seja adequado. As escoras poderão ser encaixadas na viga por meio de um entalhe que realiza a transmissão das cargas horizontais (Dias, 2008). No entanto, para além do impacto visual, esta solução tem também o inconveniente de transmitir cargas horizontais às paredes resistentes, que poderão não estar capacitadas a receber esses esforços, podendo levar a danos estruturais.



Fig. 30 – Escoras de madeira, adaptado de (Dias, 2008) (à esquerda) e (Feio *et al.*, 2011) (à direita)

4.3 MEDIDAS DE INTERVENÇÃO GLOBAL

Relativamente às técnicas de reforço cujo objetivo visa a melhoria de comportamentos de índole global (i.e., funcionamento geral do pavimento e/ou do edifício), há uma grande variedade de medidas que podem ser aplicadas nesse contexto, descrevendo-se de seguida algumas delas.

Em primeira instância, é necessário compreender que tais medidas são aplicadas em contextos em que se pretende por exemplo aumentar a capacidade de carga do pavimento, seja devido à degradação do mesmo, seja por mudanças de uso do edifício que envolverão maiores cargas atuantes no pavimento. Por outro lado, podem também ser necessárias intervenções de reforço focadas no melhoramento de problemas de vibrações e deformações excessivas, ajustando a rigidez do pavimento a valores mais adequados. A ocorrência de sismos é assim também um fator importante em intervenções de reforço global dadas as ações horizontais que induzem na estrutura. A intervenção de reforço global a executar no pavimento deverá ser feita então tendo em conta a direção das ações impostas no pavimento, averiguando a necessidade de por exemplo aplicar medidas que permitam aumentar a rigidez do pavimento no seu plano, resistindo melhor a ações horizontais, ou fora do seu plano, no caso de se pretender aumentar a sua resistência a ações verticais.

A importância das ligações dos pavimentos às paredes resistentes são também, como já foi referido no Capítulo 3 em 3.7.1, um fator essencial para o adequado funcionamento do edifício devendo todos os elementos estruturais constituintes do edifício estarem corretamente conectados de forma a trabalharem como um todo.

Podem então ser adotadas medidas localizadas, com efeitos a nível global, como por exemplo o reforço das ligações viga-parede, como também medidas de reforço ao longo de todo o pavimento, para fazer face tanto a ações horizontais como verticais.

Posto isto, neste ponto não irão ser apenas descritas algumas das técnicas existentes no presente contexto, mas irá também ser efetuada uma análise de algumas das soluções de reforço global com o intuito de compreender com mais pormenor a influência que as diversas soluções aplicadas no pavimento poderão ter no seu funcionamento global. Para isso serão tidos como base alguns dados retirados de resultados experimentais obtidos em técnicas de reforço já anteriormente testadas por outros autores. Segue-se assim a descrição de certas medidas de reforço, e respetiva análise crítica da sua viabilidade, tendo em conta diversos fatores.

4.3.1 DIVISÃO DO VIGAMENTO EXISTENTE POR INTRODUÇÃO DE NOVA VIGA

A introdução de uma viga para dividir o vão das existentes, é uma medida que pode ser utilizada quando se pretende diminuir as deformações e vibrações do pavimento. A viga é colocada perpendicularmente ao vigamento existente tal como é visível na Figura 30, podendo ser constituída por madeira ou perfis metálicos. Apesar da eficácia desta solução (Dias, 2008), esta apresenta o inconveniente de implementar um aumento de altura no conjunto do pavimento, bem como limitações arquitetónicas. Por outro lado, a viga de reforço passa a receber grande parte da carga do pavimento, sendo necessário que as paredes resistentes possuam capacidade resistente suficiente para receber os novos esforços nas zonas das entregas da viga (Talone, 2010). Outra desvantagem desta medida de reforço prende-se com o facto de no caso de grandes vãos a vencer pela viga de reforço, serem necessários apoios intermédios como solução de recurso, descritos em 4.2.2.5.



Fig. 31 – viga de reforço a dividir o vão das existentes (Dias, 2008)

4.3.2 PAVIMENTO REFORÇADO COM MADEIRA LAMELADA CRUZADA (CLT) OU ADIÇÃO DE SEGUNDA CAMADA DE SOALHO

Esta técnica de reforço, testada experimentalmente por (Branco *et al.*, 2015) consiste em colocar placas de madeira lamelada cruzada sobre o vigamento, funcionando como soalho do pavimento. Esta medida pode ser aplicada como alternativa à solução de adicionar uma segunda camada de soalho sobre a original, cujo objetivo passa por aumentar a rigidez à flexão e contribuir para a rigidez no plano do pavimento.

Os testes levados a cabo no contexto do estudo realizado por (Branco *et al.*, 2015), consistiram em sujeitar cinco pavimentos de madeira a testes de carga monotónica no plano, reforçados de diferentes formas de modo a poder comparar os resultados obtidos. Foram também testados e analisados diferentes tipos de ligações na conexão das placas de CLT às vigas originais do pavimento.

4.3.2.1 Testes “Push-out” realizados nas ligações

Primeiramente, antes de proceder aos ensaios nos vários pavimentos para uma análise global do seu comportamento, foram realizados testes “push-out” em diferentes tipos de ligações entre o soalho e o vigamento, dada a sua importância para a capacidade de carga e distribuição de tensões ao longo da secção transversal do pavimento. Os ensaios “push-out” nas ligações têm como

objetivo determinar a capacidade de carga e deformação dos parafusos, avaliando a relação carga-deslocamento na ligação, e a rigidez ao corte das ligações.

Foram testados vinte tipos de ligações divididas em quatro grupos com cinco tipos cada, conforme o tipo de parafuso usado e a inclinação em relação ao plano de corte, conforme indica a Figura 32.

Grupo 1 (H1-H5) – parafusos “HBS 8×140” inclinados de 90°

Grupo 2 (V1-V5) – parafusos “VGZ 7×140” inclinados de 90°

Grupo 3 (V6-V10) – parafusos “VGZ 7×180” inclinados de 45°

Grupo 4 (S6-S10) – parafusos “SFS WT-T 8.2×190” inclinados de 45°

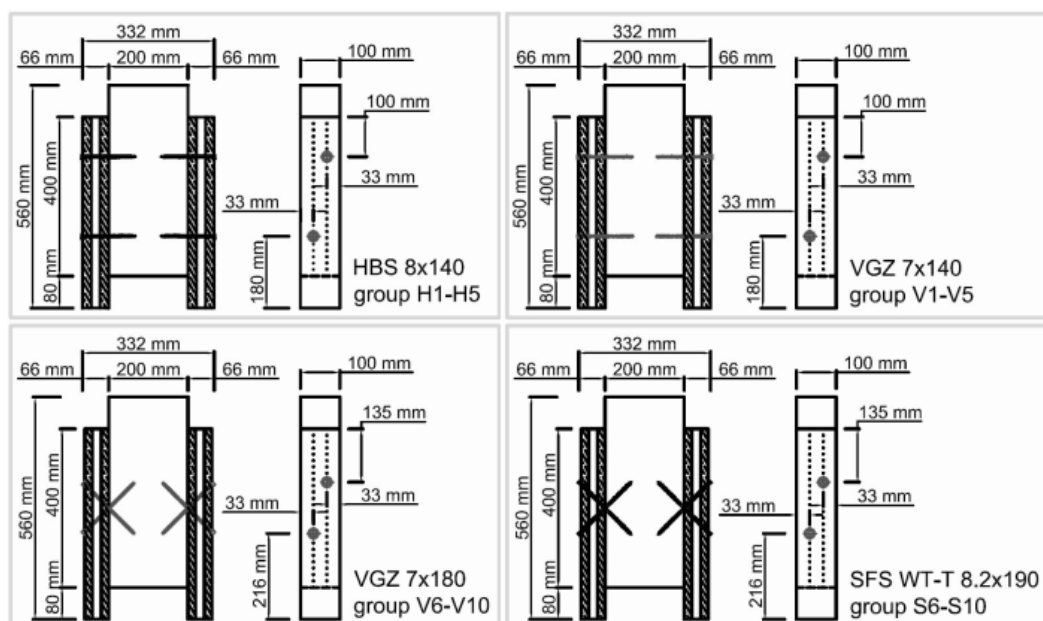


Fig. 32 – Quatro grupos de parafusos usados nos ensaios “push-out”, retirado de (Branco, Kekeliak *et al.*, 2015)

Os ensaios foram realizados de acordo com a norma EN 26891:1991, com recurso a um macaco hidráulico, tendo sido medidos os deslocamentos relativos nas ligações consoante a carga aplicada. Foi utilizada madeira maciça de classe C24 com dimensões de 100 por 200mm², conectada a duas placas de CLT de 66mm de espessura, de forma a avaliar as propriedades das ligações.

No gráfico da Figura 33 apresentam-se resultados experimentais obtidos no estudo realizado por (Branco *et al.*, 2015).

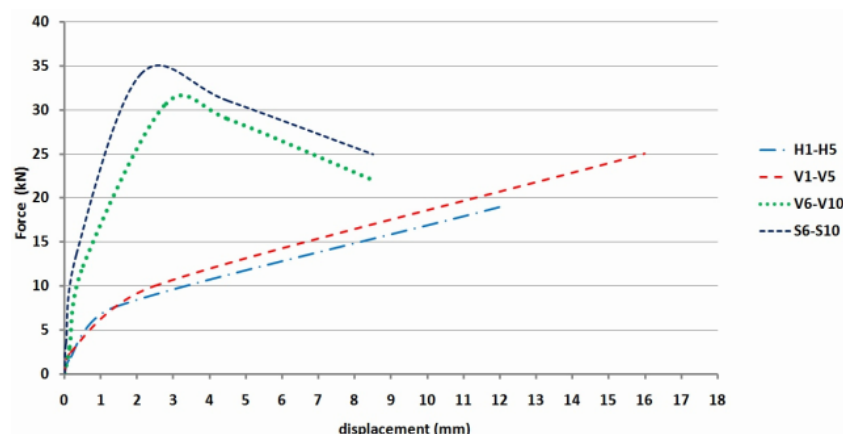


Fig. 33 – Resultados experimentais dos testes “push-out” nas ligações, retirado de (Branco *et al.*, 2015)

Verifica-se por observação do gráfico acima (Figura 33) que os parafusos inclinados de 45° em relação ao plano de corte apresentaram um melhor comportamento que os restantes, sendo que o grupo 4 (S6-S10) obteve melhores resultados que o grupo 3 (V6-V10) devido ao maior diâmetro dos parafusos no grupo 4. Foi observado um comportamento dúctil e todos os parafusos testados segundo os autores.

4.3.2.2 Ensaios de carga monotônica no plano do pavimento

Foram então ensaiados cinco modelos de pavimentos, após os testes nas ligações, tendo-se optado por adotar a inclinação de 45° nos parafusos de ligação nos modelos com placas de CLT. Todos os modelos de pavimento a testar tinham dimensões de 2,125m por 2,42m, e eram constituídos por vigas de madeira maciça de classe C24 com dimensões de 100mm por 160mm² e comprimento de 2,42m, espaçadas entre elas de 0,50m.

Pavimento 1 (S) – pavimento não reforçado (soalho original de madeira brasileira dura designada por “angelim amargoso” cujo nome botânico é *Andira vemifuga*, com espessura de 20mm e constituído por tábuas de 125mm de largura).

Pavimento 2 (SS) – pavimento reforçado com uma segunda camada de soalho do mesmo tipo de madeira do soalho original e com espessura de 20mm, pelo que as duas camadas de soalho em conjunto terão uma espessura total de 40mm.

Pavimento 3 (CLT3.1) e 4 (CLT3.2) – dois pavimentos reforçados com o soalho constituído por 3 painéis de madeira lamelada cruzada (CLT), sendo utilizados diferentes tipos de parafusos na conexão das placas de CLT às vigas (inclinados de 45° relativamente ao plano de corte), respetivamente parafusos do tipo VGZ 7x180 para o modelo de pavimento CLT3.1 e parafusos SFS WT-T-8.2x190 para o modelo CLT3.2. As placas de CLT têm uma espessura de 66mm.

Pavimento 5 (CLT2) – pavimento reforçado com soalho constituído por dois painéis de CLT também de 66mm de espessura, e parafusos do tipo VGZ 7x180, inclinados de 45°.

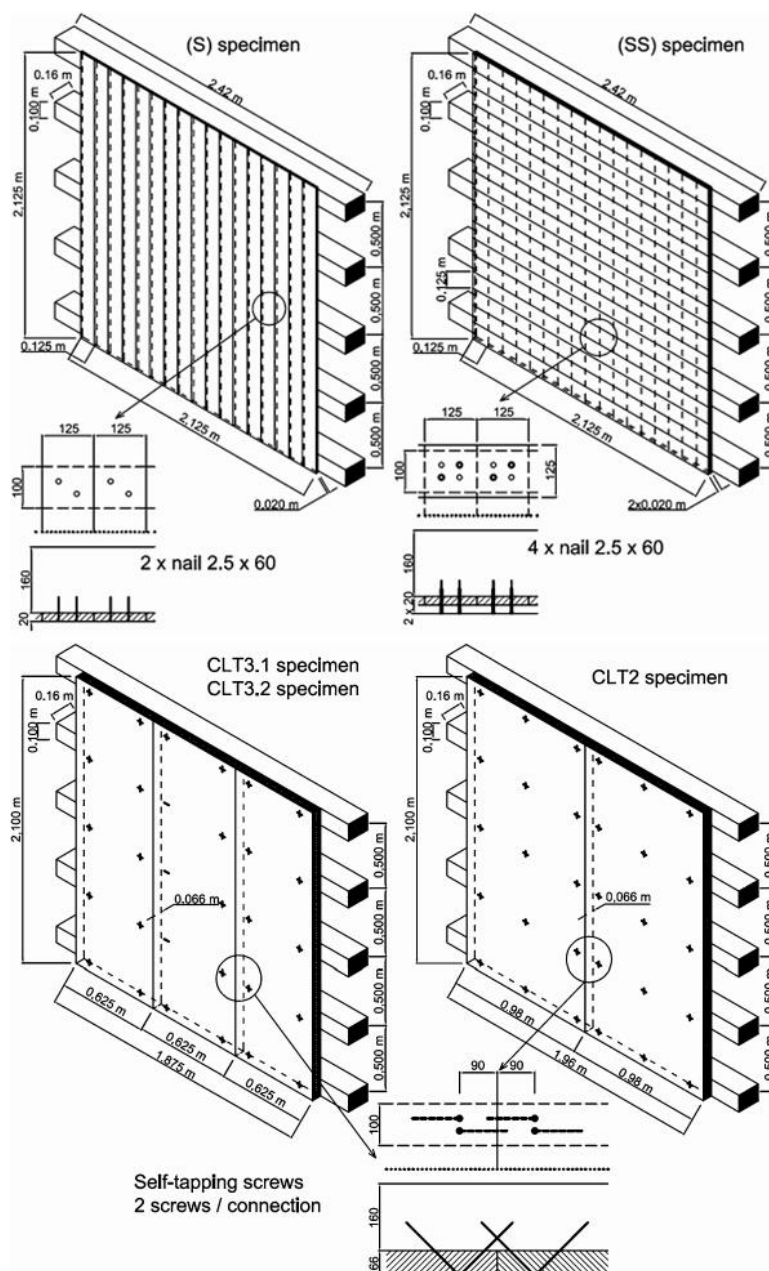


Figura 34 – Modelos utilizados nos testes experimentais e tipos de ligações (Branco *et al.*, 2015)

Nos testes monotónicos foi aplicada uma carga “F” monotónica no pavimento, programada para 0,05mm/s, até ser atingido um deslocamento de 200mm. Foi assim medida a força de corte no plano do pavimento testado (Branco *et al.*, 2015).

No quadro da Figura 35 estão apresentados os resultados obtidos nos testes mencionados. A Força máxima ($F_{m\acute{a}x}$) de cada teste diz respeito à carga máxima registada em cada modelo para um deslocamento de 0 a 100mm. A rigidez (K) foi avaliada neste estudo de acordo com a EN 26891:1991 e posteriormente calculada de acordo com os dados obtidos nos testes.

Specimen description		In each joint		F_{max} (N)	K (N/mm)
		Number	Fastener		
S	1 layer of floorboards	2	Nail 2.5x60	2,130	55
SS	2 layers of floorboards	4		8,510	132
CLT2	2 CLT panels	2	VGZ 7x180	25,200	311
CLT3.1	3 CLT panels			23,700	411
CLT3.2			SFS 8.2x190	24,550	563

Fig. 35 – Resultados experimentais obtidos em cada modelo de pavimento testado, para um deslocamento de 100mm, retirado de (Branco *et al.*, 2015)

De acordo com os resultados obtidos (Figura 35), verifica-se que o reforço do pavimento acrescentando apenas mais uma camada de soalho semelhante à original irá duplicar o valor de rigidez no plano (K) do pavimento original, e a capacidade de carga máxima atingirá o quádruplo do valor inicial. Contudo, reforçando o pavimento com placas de madeira lamelada colada, os valores de carga máxima irão aumentar cerca de dez vezes mais relativamente ao pavimento não reforçado (S) e três vezes comparando com o pavimento (SS). Também a rigidez (K) aumentará cerca de 6 a 10 vezes mais que a do pavimento original (S) e 2 a 4 vezes mais quanto a (SS).

No gráfico que se segue (Figura 36), estão representados os resultados experimentais em termos de relação entre o deslocamento obtido e a carga aplicada.

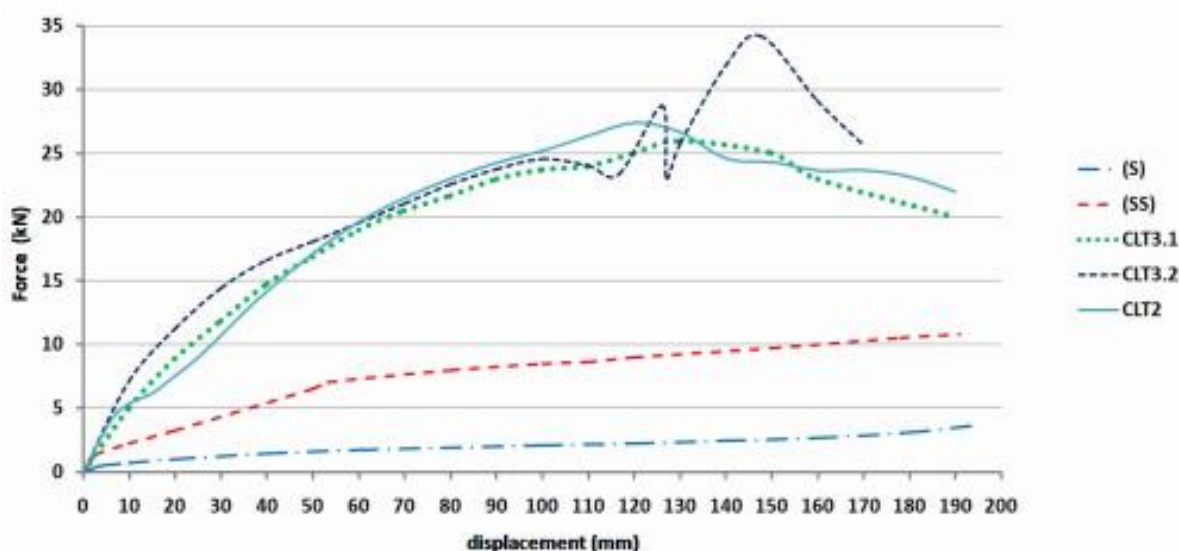


Figura 36 – Curvas experimentais carga-deslocamento obtidas nos testes (Branco *et al.*, 2015)

Analisando o gráfico das curvas que relacionam os deslocamentos obtidos em cada modelo, em função da carga neles aplicada, é também identificável a discrepância de valores de carga máxima atingida com os pavimentos reforçados com madeira lamelada cruzada (CLT) em vez de com a

aplicação de uma segunda camada de soalho (SS), embora esta última solução duplique os valores de resistência relativamente ao pavimento sem reforço. Para um deslocamento de 100mm verificam-se no gráfico os valores de $F_{m\acute{a}x}$ indicados no quadro da Figura 35.

O valor máximo de resistência verificou-se para a medida de reforço “CLT3.2” (pavimento 4) com três placas de CLT e parafusos de diâmetro superior.

A solução de reforço de um pavimento com placas de madeira lamelada cruzada irá então, de acordo com os resultados experimentais obtidos, aumentar significativamente tanto a resistência como a rigidez no plano do pavimento sendo por isso vantajosa a sua utilização no caso de se pretender aumentar o valor desses parâmetros. No entanto, é de salientar que todo o soalho original terá de ser retirado e substituído pelo novo material (CLT) o que não é tão desejável numa intervenção de reabilitação pois não se aproveitará a madeira original, mesmo estando em boas condições de conservação.

Foi também testada por (Branco *et al.*, 2015) a solução de reforço do pavimento acrescentando uma nova camada de soalho sendo assim mantido o soalho original o que será mais vantajoso do ponto de vista do conceito de Reabilitação. Contudo os resultados são inferiores aos obtidos com as placas de CLT, embora também aumente um pouco a rigidez e resistência da estrutura inicial, tal como referido e indicado na Figura 35 e Figura 36.

Apesar disto, é de salientar que as espessuras das diversas soluções testadas variam bastante entre elas, influenciando assim o comportamento do pavimento e os resultados obtidos nos testes experimentais. Note-se que as placas de CLT têm uma espessura de 66mm ao passo que a medida de reforço com uma segunda camada de soalho originará um soalho de 40mm de espessura. Assim, não foram testados os resultados que um soalho constituído pelas placas de madeira original obteria no caso de ter por exemplo uma espessura de 66mm sendo assim mais comparável com o soalho constituído por placas de CLT que foi testado. Observando o gráfico da Figura 36 poder-se-á no máximo “imaginar” por comparação dos resultados experimentais obtidos no pavimento não reforçado (pavimento 1 – (S)) e no pavimento 2 (SS) que um pavimento de 66mm de madeira original, com por exemplo três camadas de soalho, poderia obter valores de $F_{m\acute{a}x}$ próximos de 16 ou 17KN para um deslocamento de 100mm, mesmo assim inferiores aos resultados alcançados pelas soluções de placas de CLT.

Por outro lado, um aumento de espessura de 20mm do soalho original, para uma espessura de 66mm, poderá trazer complicações a nível da aplicação do novo soalho, dados os desníveis que poderão ocorrer por exemplo nas zonas das portas.

4.3.3 ACRESCENTO DE PLACAS DE MADEIRA ORIGINANDO VIGAS DE SECÇÃO EM “T”

A presente medida de reforço, testada experimentalmente por (Modena *et al.*, 2004), procura responder a anomalias comumente encontradas em estruturas horizontais de madeira, que por vezes carecem de rigidez à flexão no plano do pavimento, bem como de propriedades mecânicas desadequadas do material. De forma a aumentar a capacidade de carga e rigidez à flexão das vigas retangulares existentes podem ser aplicadas diversas soluções, entre elas a criação de uma viga de secção em “T” ao invés de retangular, tal como irá ser descrito.

A técnica em questão consiste em colocar novos elementos de madeira sobre as vigas existentes, conectando-as com cavilhas também de madeira, tal como se vê na Figura 37. As vigas passam assim a ter secção transversal em “T”, funcionando a viga original como alma, conectada ao novo elemento de reforço de madeira que funciona como banzo. São também usados parafusos para

facilitar a fixação das novas placas de madeira ao pavimento existente. Por fim, é disposta a segunda camada de soalho por cima dos novos elementos de reforço.

A intervenção é executada a partir da parte superior do pavimento, não trazendo por isso inconvenientes quanto ao acesso à estrutura. Para além disso, não trás uma variação significativa de peso próprio do pavimento, segundo os autores citados.

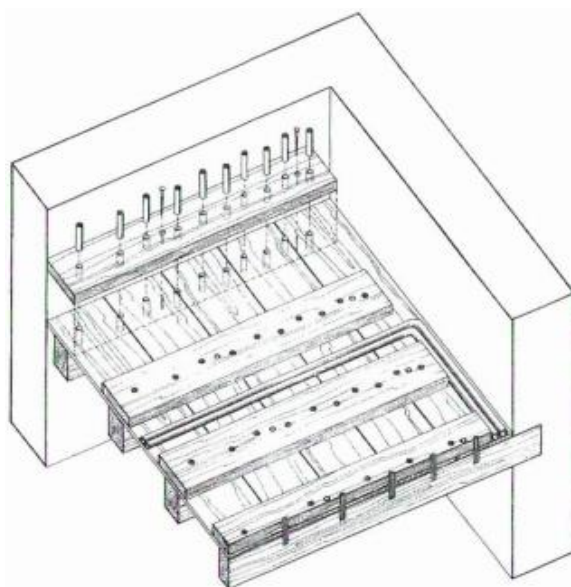


Figura 37 – Vista axonométrica da solução proposta por (Modena *et al.*, 2004)

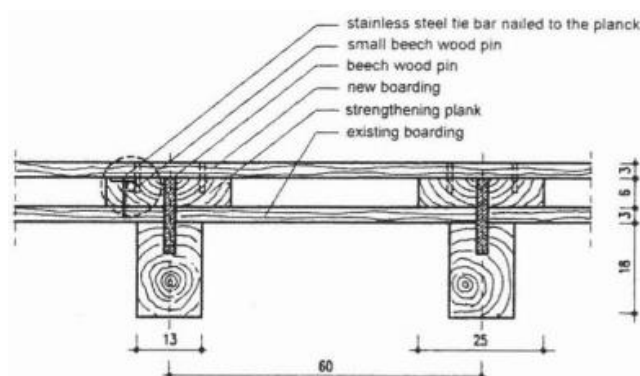


Fig. 38 – Representação da solução de reforço em corte transversal, retirado de (Modena *et al.*, 2004)

Segundo o autor deste estudo, as ligações entre a alma e o banzo foram já anteriormente testadas por outros autores, permitindo os resultados experimentais aí obtidos avaliar a eficiência desta técnica de reforço, tendo em conta a sua resposta face a esforços de corte e flexão, dada a importância da rigidez das ligações. Outro teste também realizado, consistiu em testar as novas vigas em T à flexão.

Para além disto, poder-se-á garantir uma maior eficiência desta medida de reforço perante ações sísmicas assegurando uma conexão apropriada das vigas às paredes de alvenaria resistente e ainda com a adição de possíveis placas de madeira como representado na Figura 39.

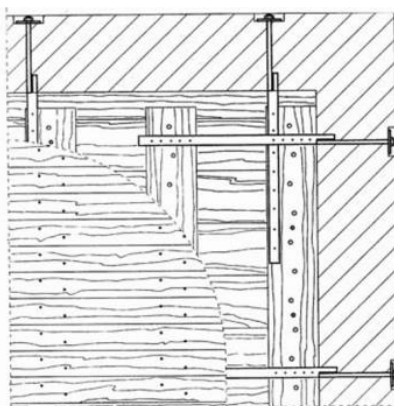


Figura 39 – Esquema em planta da conexão das vigas às paredes resistentes (Modenai *et al.*, 2004)

É importante frisar que antes de proceder com a intervenção é necessária uma inspeção do estado de conservação do pavimento existente, averiguando a necessidade de se ter de melhorar ou substituir partes danificadas ou degradadas da estrutura, e então proceder à aplicação da técnica de reforço em causa. Por outro lado, também os materiais utilizados nos fixadores bem como nos novos elementos a colocar no pavimento poderão ser outros que não madeira, embora no caso analisado se pretendesse utilizar apenas madeira como material de reforço.

Quanto aos testes nas ligações, os autores testaram fixadores de vários materiais, diâmetros e método de fixação, para uma análise comparativa em relação à solução que se pretende implementar. A figura que se segue, bem como a Figura 37, permite visualizar a disposição dos ligadores utilizados. Os ligadores não estão alinhados, tal como se vê na Figura 37, para aumentar a resistência do sistema ao deslizamento longitudinal. A conexão entre o banzo e a alma é deformável e os mesmos estão separados pela espessura do soalho de madeira já existente, que será de aproximadamente 2,0 a 2,5cm.

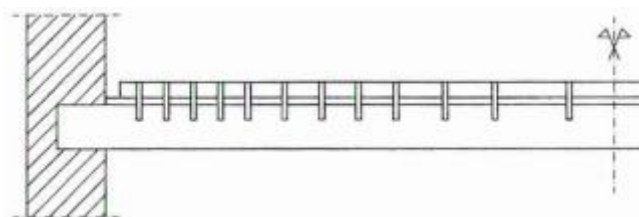


Figura 40 – Disposição das cavilhas de madeira em corte longitudinal (Modena *et al.*, 2004)

A presente técnica tem como grande vantagem o facto de ser reversível e de o pavimento original poder ser preservado, caso se encontre em boas condições para tal. O facto de apenas se utilizar madeira como material de reforço, leva também a que não surjam incompatibilidades de materiais com a estrutura original, sendo a nova madeira de características semelhantes à antiga.

Outro benefício desta medida de reforço vem do facto de a solução permitir criar espaços adequados para instalações técnicas que não ficarão à vista.

4.3.4 CRIAÇÃO DE VIGAS DE SECÇÃO EM “T” E REFORÇO COM CFRP (POLÍMERO DE FIBRA DE CARBONO)

A solução anterior pode ainda ser reforçada adicionando chapas de polímero de fibra de carbono reforçado na parte inferior das vigas de madeira. Nesta solução, adicionando a chapa de CFRP, a viga passará a funcionar como uma secção em “I”, em que os banzos serão a placa de madeira anteriormente adicionada e o novo elemento de CFRP, enquanto a alma será a viga retangular original (Figura 41).

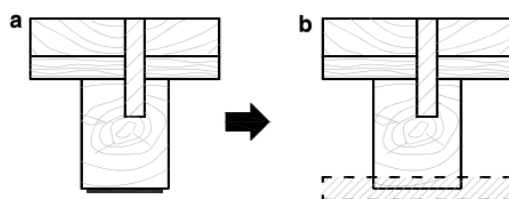


Fig. 41 – Secção composta com adição de CFRP na parte inferior (à esquerda) e secção equivalente em I (à direita) (Modenai *et al.*, 2004)

Após diversos testes realizados no âmbito da Universidade de Pádua, no Laboratório de Ensaios de Materiais Estruturais por (Modena *et al.*, 2004), foram obtidos os resultados experimentais apresentados no gráfico da Figura 42, que mostram o comportamento da viga composta reforçada com CFRP (viga (4)), o comportamento da mesma viga sem CFRP (viga (3)), a viga original retangular sem reforço (viga (1)) e ainda a viga retangular reforçada apenas com o polímero de fibra de carbono na sua parte inferior (viga (2)).

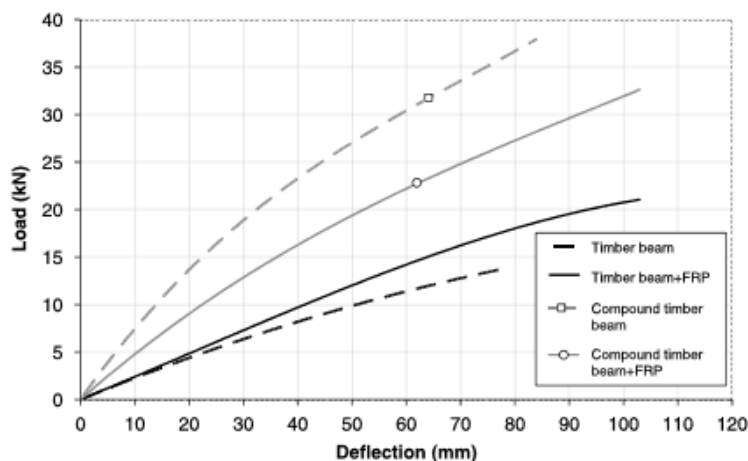


Figura 42 – Comparação de resultados experimentais de testes à flexão nas vigas (Modena *et al.*, 2004)

As cavilhas utilizadas na solução de reforço para conectar a placa de madeira adicionada sobre a viga original, são de madeira dura com um diâmetro de 26mm e um comprimento de cerca de 130mm. As vigas retangulares originais têm em secção transversal uma largura de 115mm e altura de 145mm, e o banzo tem 50mm de espessura. As chapas de CFRP coladas na parte inferior das

vigas ocupam uma largura de 100mm. Estas contribuem para resistir aos esforços de tração aí existentes, resultantes dos esforços de flexão impostos na viga.

Por observação do gráfico da Figura 42, verifica-se que tanto a viga de secção composta reforçada com CFRP (considerada com secção em I), como a não reforçada apresentam melhores resultados de rigidez à flexão que a viga retangular original reforçada apenas com CFRP. Para um desvio de 100mm, a viga reforçada com a nova placa de madeira na parte superior e o polímero de fibra de vidro reforçado na parte inferior (viga (4)) tem uma resistência de cerca de 33KN enquanto que a viga (2) atinge para o mesmo deslocamento uma carga de aproximadamente 21KN.

Pela análise dos resultados dos testes experimentais realizados e estudados pelos autores mencionados, conclui-se que o reforço com o polímero de fibra de carbono na parte inferior da viga original retangular melhora as propriedades mecânicas da viga, como era pretendido. No entanto, observando o gráfico da Figura 42, vê-se que foram obtidos valores de rigidez e resistência menores para a viga composta reforçada com CFRP do que para a viga composta sem o reforço de CFRP. Segundo os autores do estudo, tal situação poderá dever-se à falta de um tratamento adequado para controlar o teor de água que irá influenciar a eficácia da solução com as chapas de CFRP na parte inferior das vigas. Nos testes realizados o teor de água existente na madeira nessa situação seria de aproximadamente 22%, enquanto para as soluções com a viga retangular, a madeira utilizada teria um grau de humidade de cerca de 16%, mais favorável. Conclui-se assim nesta experiencia, segundo (Modena *et al.*, 2004), que o grau de humidade na madeira irá influenciar significativamente o comportamento mecânico das vigas, devendo ser controlado.

4.3.5 LAJE DE MADEIRA LAMELADA COLADA (GLT) REFORÇADA COM POLÍMERO DE FIBRA DE VIDRO (GFRP)

Esta técnica foi experimentalmente testada por (Branco *et al.*, 2014) pelo departamento de engenharia civil da Universidade do Minho. A solução consiste em colocar uma laje de madeira lamelada colada (material descrito no Capítulo 3), reforçada com polímero de fibra de vidro (GFRP – “Glass Fibre Reinforced Polymer”). Segundo (Branco *et al.*, 2014), a laje de GLT por si só tem muitas vezes uma secção transversal de grandes dimensões, podendo levar a complicações no caso de limites de peso impostos na estrutura. Sendo assim, uma possível solução é o reforço com GFRP nas vigas, ou entre as camadas de madeira lamelada colada que compõe o soalho. De acordo com o mesmo autor, o reforço com GFRP tem-se tornado cada vez mais comum quanto a melhorias de capacidade de carga e rigidez dos elementos de madeira.

O ensaio realizado pelo autor mencionado consistiu em testar seis tiras de laje de madeira lamelada colada, de forma a testar a sua eficiência em termos de capacidade de carga e de distribuição de momentos. As amostras foram divididas em três grupos conforme o método de reforço utilizado. Foram utilizados dois métodos de reforço. Um dos métodos, designado por NSM (“near-surface mounted” em língua inglesa) consiste neste caso em inserir varões de reforço de GFRP no soalho de madeira lamelada colada, num rasgo previamente executado na sua superfície. Outro método, designado por EBR (“externally bonded reinforcement”) consiste em colar chapas de GFRP na face exterior do soalho de GLT. Os grupos estão então divididos da seguinte forma:

Grupo 1 – duas lajes de GLT não reforçadas (“REF.1” e “REF.2”)

Grupo 2 – duas lajes de GLT reforçadas com a técnica NSM com uma determinada quantidade de GFRP de forma a aumentar a capacidade de carga máxima em 20% num caso e 40% para o outro caso, sendo respetivamente designadas nos ensaios por “NSM.20” e “NSM.40”.

Grupo 3 – duas lajes de GLT reforçadas com a técnica EBR para aumentar a máxima carga em 20% num caso e 40% para o outro caso, respetivamente designados por “EBR.20” e “EBR.40”.

Foram então aplicadas duas cargas sobre o soalho de madeira lamelada colada conforme representado na Figura 43, de forma a testar à flexão as diferentes opções de reforço mencionadas.

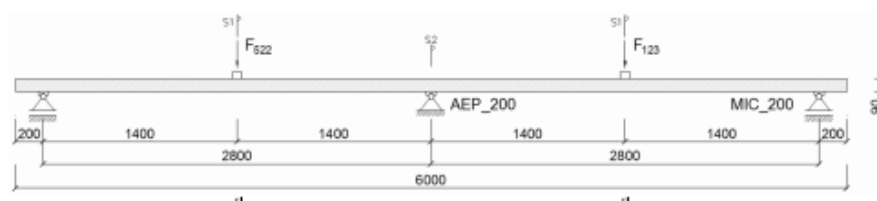


Figura 43 – Configuração do ensaio (Branco, Jorge *et al.*, 2014)

O reforço de GFRP foi colocado na madeira lamelada colada de acordo com a técnica utilizada (NSM ou EBR) e com as configurações representadas na Figura 44 que se segue.

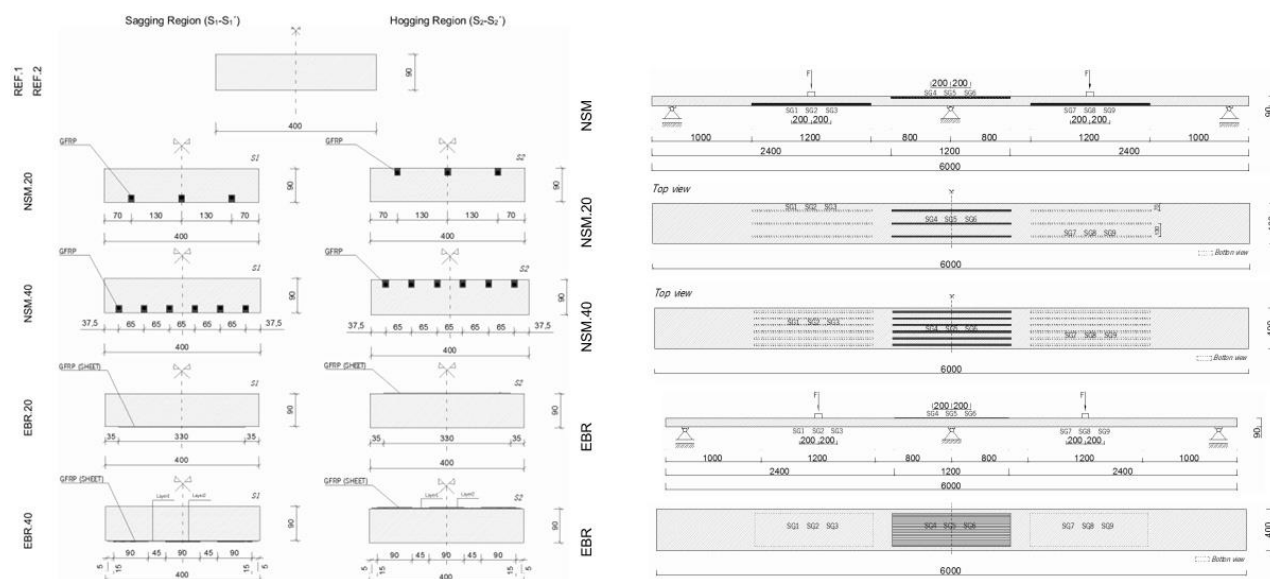


Figura 44 – Secções transversais dos modelos testados (à esquerda) e secções longitudinais respetivas dos modelos (à direita) (Branco, Jorge *et al.*, 2014)

Os resultados que derivaram destes testes, obtidos por (Branco *et al.*, 2014) foram os seguintes, representados na Figura 45.

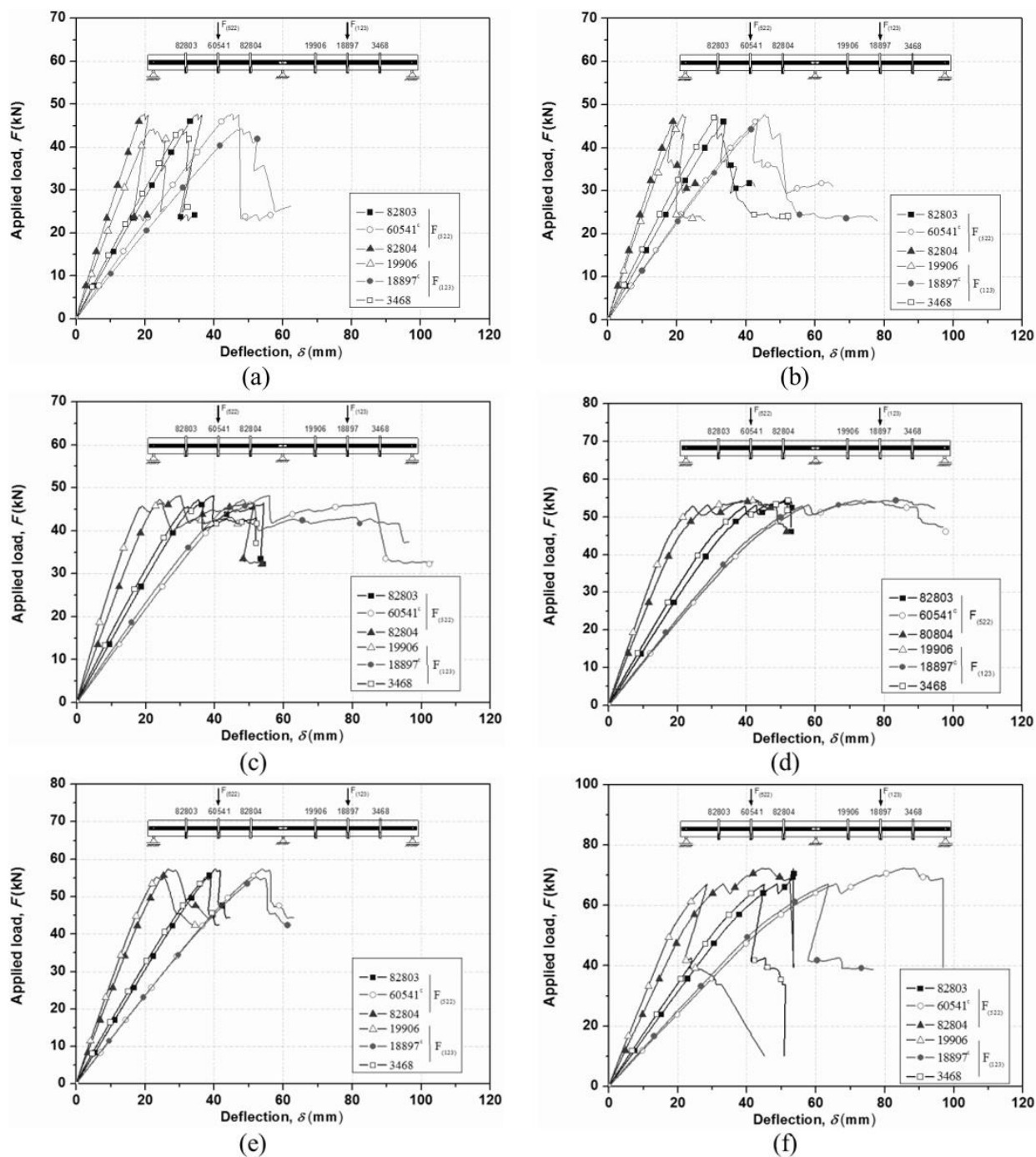


Figura 45 – Resultados experimentais dos seis modelos testados. Adaptado de (Branco *et al.*, 2014)

Nos gráficos apresentados na Figura 45, é representado o deslocamento sofrido pelo modelo em função da carga nele aplicada nos testes. Estão indicadas e legendadas as zonas em que foram medidos os deslocamentos. Os gráficos “(a)” e “(b)” dizem respeito aos modelos referenciados por REF.1 e REF.2, os gráficos “(c)” e “(d)” são relativos aos modelos NSM.20 e NSM.40, e os gráficos “(e)” e “(f)” relativos aos modelos EBR.20 e EBR.40, respetivamente.

No quadro da Figura 46, estão indicados os valores máximos dos principais parâmetros obtidos para cada um dos modelos testados, em que $F_{m\acute{a}x}$ representa a força máxima aplicada no modelo,

$\delta_{\max}$ o deslocamento máximo sofrido pelo modelo de acordo com $F_{\max}$, e η é o índice de distribuição de momentos.

Slab	$F_{\max}$ (kN)	$\delta_{\max}$ (mm)	η (%)
REF.1+REF.2	46.75	46.85	5%
NSM.20	47.32 (+1.2%)	53.90 (+15.0%)	10%
NSM.40	53.99 (+15.4%)	76.94 (+64.2%)	25%
EBR.20	56.54 (+20.9%)	53.34 (+13.9%)	9%
EBR.40	67.33 (+44.0%)	65.22 (+39.2%)	9%

Figura 46 – Valores máximos obtidos para os seis modelos testados experimentalmente (Branco *et al.*, 2014)

Posto isto, é possível proceder a uma análise crítica da solução de reforço de pavimentos descrita.

De uma forma geral, observando os resultados dos testes realizados por (Branco *et al.*, 2014) e comparando as soluções reforçadas com os modelos de referência não reforçados (gráficos (a) e (b)), conclui-se que a técnica de reforço em causa poderá em alguns casos ser benéfica quanto à melhoria da capacidade de carga do pavimento, embora não ofereça grandes alterações relativamente à rigidez fora do plano do pavimento.

Observando os gráficos, é evidente a vantagem que as soluções dos gráficos (c) e (d) (relativos à técnica de reforço NSM) têm em relação às outras soluções testadas, em termos de capacidade de deformação do pavimento, apresentando um comportamento mais dúctil ao passo que algumas das outras soluções apresentam um comportamento de rotura frágil aquando o alcance da força máxima aplicada (rotura frágil do material logo após o alcance da força máxima) o que não é desejável.

Relativamente à rigidez fora do plano do pavimento, como foi referido, esta solução pouco altera essa propriedade, não sendo justificável a sua implementação no caso de se pretender melhorar esta propriedade no pavimento a intervencionar. Por exemplo, analisando o gráfico (b) (não reforçado), para uma força aplicada de 45KN, é originado um deslocamento na secção testada de cerca de 40mm. Por sua vez, no gráfico (d) verificam-se aproximadamente os mesmos valores de resultados, e poucas variações se observam também nos restantes casos.

Já na situação de ser pretendido um aumento da capacidade de carga do pavimento esta solução poderá ser então viável e com efeitos benéficos para o efeito desejado. Vendo o quadro da Figura 46, observa-se um aumento de 44% da solução EBR.40 (gráfico (f)) para a capacidade de carga, e de 20,9% e 15,4% para as soluções EBR.20 e NSM.40 respetivamente. No entanto, como anteriormente referido, é mais aconselhável recorrer à solução NSM.40, por exemplo, relativamente às soluções da técnica EBR dado o seu comportamento dúctil ser mais benéfico.

Por outro lado, analisando esta solução por um ponto de vista de ética de intervenções de reabilitação, cujos princípios foram revistos no Capítulo 2 segundo as orientações do ICOMOS, pode ser considerado como desvantagem o facto de não poder ser aproveitado o soalho original do pavimento de madeira, sendo este totalmente substituído por uma laje composta por placas de madeira lamelada colada.

Para além de tudo isto, em termos de impacte ambiental, o reforço com polímero de fibra de vidro reforçado (GFRP) poderá não ser o mais adequado, de acordo com (André, 2006) e (Marinelli *et al.*, 2008), dada a sua não biodegradabilidade e dificuldade de reciclagem, havendo estudos acerca de possíveis materiais alternativos.

Concluindo, no caso de se pretender um aumento de rigidez do pavimento será aconselhável optar por outras soluções, a não ser que seja especificamente necessário implementar apenas um aumento de capacidade de carga no pavimento. Por outro lado, esta é uma solução de elevada intrusividade sendo mais justificável em casos onde haja à partida obrigatoriedade de substituir todo o soalho, nomeadamente por questões de degradação material.

4.3.6 TIRAS DE METAL OU MADEIRA SOBRE O PAVIMENTO

Esta técnica pode ser usada aquando a necessidade de reforçar um pavimento de forma a melhorar a sua rigidez no plano, normalmente importante em zonas propensas a atividade sísmica. Foi feito um estudo de soluções relativas a esta técnica de reforço, que se traduz em colocar tiras de metal ou madeira sobre o pavimento existente.

Nesse estudo, realizado por (Valluzzi *et al.*, 2008) da Universidade de Pádua em Itália, foram testados oito modelos de pavimento, sujeitos a testes monotónicos de carga. Os pavimentos são dispostos na vertical de forma a serem ensaiados, e sujeitos a uma carga “F” crescente aplicada na parte superior do pavimento, conforme representado no esquema da figura seguinte.

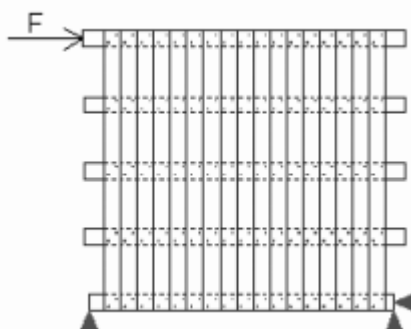


Fig.47 – Esquema de aplicação da carga “F” monotónica nos pavimentos a ensaiar (Modena *et al.*, 2004)

São então testados os modelos de pavimento que se seguem, reforçados de diferentes formas e posteriormente comparados e analisados conforme os comportamentos demonstrados pelos resultados experimentais dos ensaios monotónicos. Todos os pavimentos têm dimensões em planta de 2,2m por 2,2m e são compostos por cinco vigas de dimensões em secção transversal de 120mm por 140mm, espaçadas de 500mm entre elas. Os elementos de madeira utilizados nos ensaios são de madeira de abeto.

Pavimento 1 (“FMSB”) e 2 (“FM”) – pavimentos não reforçados de 2,2m por 2,2m, compostos pelas cinco vigas referidas e pelo soalho de 20mm de espessura e 135mm de largura. As tábuas do soalho são dispostas com orientação perpendicular à direção das vigas, e fixadas nas mesmas

através de parafusos de $\varnothing 2,75 \times 60$ mm, havendo 32 parafusos no total, dois em cada interseção da tábua do soalho com a viga, tal como se vê na Figura 48.

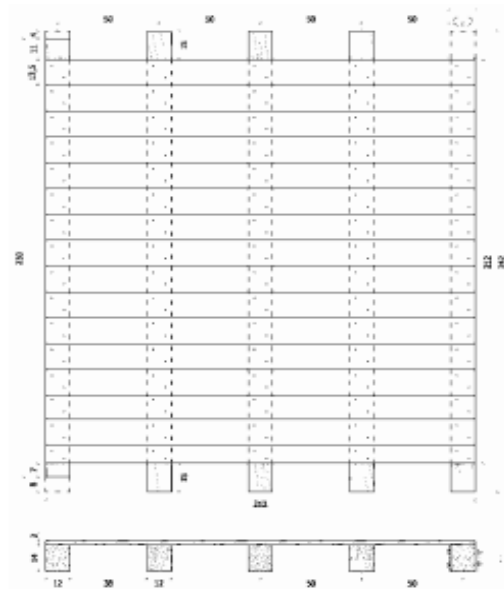


Fig. 48 – Configuração dos pavimentos 1 e 2 não reforçados, retirado de (Valluzzi *et al.*, 2010)

Pavimento 3 (“FMSD”) – pavimento de dimensões equivalentes aos anteriores, reforçado com tira de metal perfurado disposta na diagonal (a 45° relativamente à orientação das tábuas do soalho) sobre o pavimento. A tira de metal tem espessura de 2 mm e largura de 40 mm, sendo fixada a cada viga com parafusos de $\varnothing 6 \times 80$.

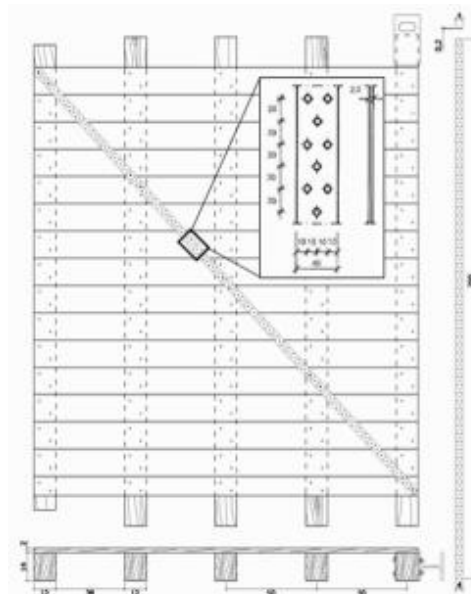


Fig. 49 – Configuração da medida de reforço do modelo de pavimento 2 (FMSD), retirado de (Valluzzi *et al.*, 2010)

Pavimento 4 (“FM+45°SP(A)”) e 5 (“FM+45°SP(B)”) – pavimentos reforçados com uma segunda camada de soalho, macheado ou não, disposta com uma orientação de 45° relativamente à existente (Figura 50). O segundo soalho tem 25mm de espessura (ficando com um total de 45mm de espessura), é composto por tábuas de 150mm de largura, e no caso do pavimento 4 é conectado a cada viga com parafusos de $\varnothing 6 \times 100$, enquanto no pavimento 5 são usados parafusos de $\varnothing 6 \times 120$.



Figura 50 – Representação dos modelos de pavimento 4 e 5, retirado de (Valluzzi *et al.*, 2010)

Pavimento 6 (“FMWD(E)”) – pavimento reforçado com duas tiras de madeira cruzadas dispostas na diagonal sobre o mesmo. As tiras têm 50mm de espessura e 150mm de largura, são conectadas com dois parafusos por viga de $\varnothing 6 \times 120$, e ligadas no centro com meio entalhe.

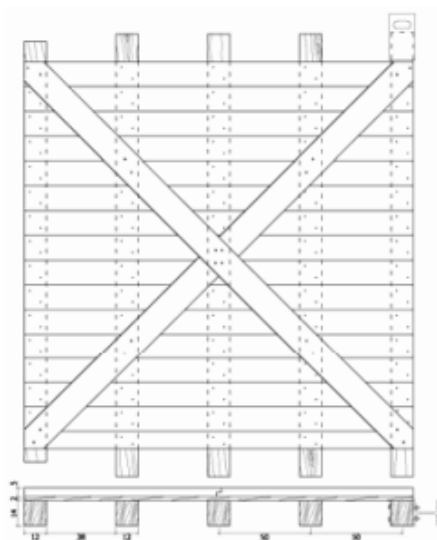


Figura 51 – Representação do modelo de pavimento 6 (FMWD(E)) reforçado, retirado de (Valluzzi *et al.*, 2010)

Pavimento 7 (“FM $\pm$ 45°DP(A)”) – pavimento reforçado com duas novas camadas de soalho sobre o soalho já existente, de 25mm de espessura cada (passando o pavimento a ter uma espessura total de 70mm), dispostas tal como representado na Figura 52, com inclinações de 45° relativamente à orientação das tábuas do soalho original.

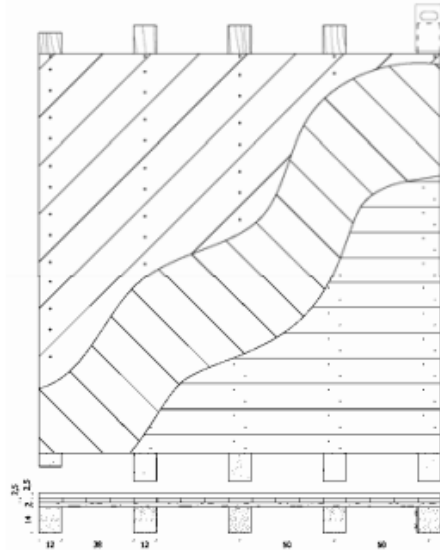


Figura 52 – Representação da solução de reforço do pavimento 7 (FM $\pm$ 45°DP(A)) retirado de (Valluzzi *et al.*, 2010)

Pavimento 8 (“FMWD(D)”) – pavimento reforçado com uma tira de madeira, de 25mm de espessura e 150mm de largura, disposta na diagonal e conectada ao pavimento com dois parafusos por cada viga, de dimensões Ø6×100.

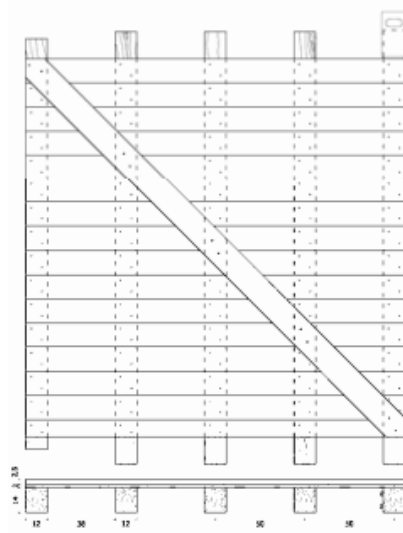


Figura 53 – Representação da solução de reforço do pavimento 8 (FMWD(D)) retirado de (Valluzzi *et al.*, 2010)

No estudo em causa foram testados em laboratório os modelos acima descritos e obtidos os resultados apresentados na Figura 54, representativos do comportamento global dos pavimentos.

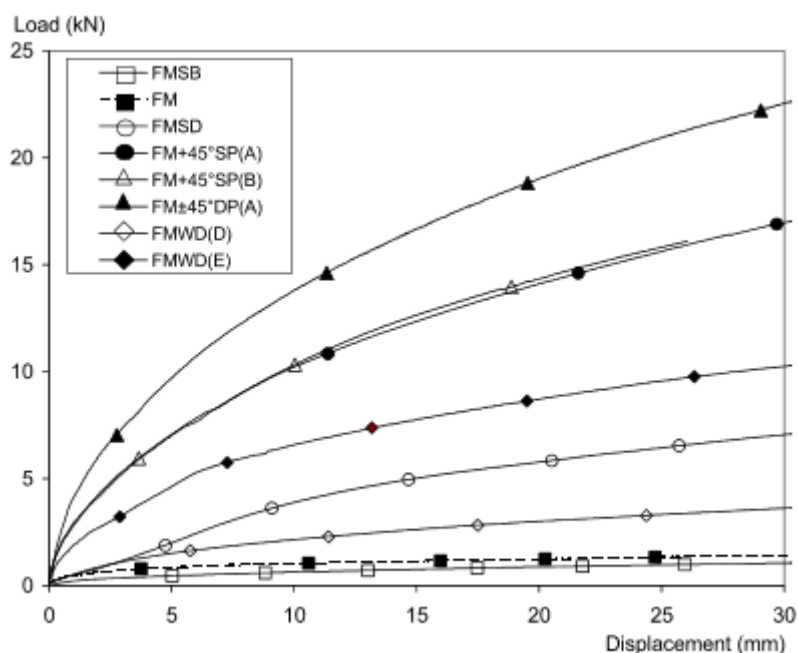


Figura 54 – Resultados experimentais dos oito modelos de pavimento testados, retirado de (Valluzzi *et al.*, 2010)

Por observação do gráfico acima, verifica-se que a solução “FM+45°DP(A)” respeitante ao pavimento 7 (duas camadas de soalho sobre a camada original), apresenta os melhores resultados em termos de rigidez no plano horizontal e capacidade de carga, pois comparando com as restantes soluções, para um mesmo deslocamento de por exemplo 25mm, é atingida uma carga de aproximadamente 21kN, superior aos cerca de 15kN dos pavimentos 4 e 5, em que é adicionada apenas uma camada de soalho sobre a existente. No entanto, esta diferença poderá não justificar a utilização de dois soalhos de reforço em vez de um, devendo-se ter em conta a relação entre custo-benefício.

A solução de reforço com a tira de metal perfurado (pavimento “FMSD”) apresentou, de acordo com o gráfico, uma rigidez inicial semelhante à dos pavimentos originais, embora demonstre melhorias relativamente ao aumento de capacidade de carga no plano, cerca de cinco vezes mais para um deslocamento de 30mm.

Quanto à solução de reforço de tiras de madeira colocadas sobre o soalho original, a solução que adota duas tiras em vez de uma, apresenta aproximadamente o dobro da rigidez em relação à solução de apenas uma tira sendo por isso uma melhor opção, embora apresente resultados de rigidez nitidamente inferiores às soluções que passam por adicionar uma ou duas camadas de soalho à camada já existente. Poderá também haver o inconveniente da necessidade de “disfarçar” a solução dos pavimentos 8 (adição de tira de madeira na diagonal) e 6 (adição de duas tiras de madeira cruzadas) dada a espessura das tiras de 25mm e 50mm, respetivamente, ser bastante elevada e as mesmas cruzarem a área do pavimento.

A tabela da Figura 55 que se segue, retirada também do estudo citado, indica os valores experimentais relativos ao comportamento ao corte dos pavimentos reforçados, em que F_y e F_{yt} são cargas estimadas de cedência, V_y e V_{yt} são os deslocamentos correspondentes a F_y e F_{yt} respetivamente, K_y e K_u são respetivamente os valores de rigidez global inicial e última, e K_{yt} e K_{ut} são os valores de rigidez ao corte iniciais e últimos, respetivamente.

Sample	F_y (kN)	F_{yt} (kN)	V_y (mm)	V_{yt} (mm)	K_y (kN/mm)	K_{yt} (kN/mm)	K_u (kN/mm)	K_{ut} (kN/mm)
FMSB	0.774	0.929	8.606	8.673	0.081	0.096	0.013	0.016
FM	0.901	1.173	2.668	3.457	0.288	0.293	0.019	0.019
FMSD	6.118	6.786	14.928	7.374	0.409	0.925	0.068	0.154
FM+45°SP(A)	14.031	14.794	10.870	1.316	1.176	9.949	0.196	0.437
FM+45°SP(B)	12.610	10.531	9.190	0.959	1.247	9.309	0.208	0.846
FM±45°DP(A)	16.589	15.501	8.758	0.071	1.719	192.543	0.287	7.702
FMWD(D)	2.913	3.121	10.077	5.172	0.270	0.542	0.045	0.060
FMWD(E)	7.406	10.610	8.335	5.809	0.796	1.735	0.133	0.108

Figura 55 - Principais resultados experimentais obtidos para cada pavimento testado (Valluzzi, Garbin *et al.*, 2010)

As medidas de reforço analisadas neste ponto são vantajosas a nível de baixa intrusividade, reversibilidade e facilidade de acesso à estrutura para execução da intervenção de reforço, para além de que permitem preservar a estrutura original caso a mesma esteja em boas condições de conservação.

4.3.7 FIXAÇÃO DE CHAPAS DE METAL PERFURADO NO SOALHO E ADIÇÃO DE PERFIL DE AÇO EM “L”

A presente técnica consiste em adicionar e fixar placas de metal perfurado, realizando uma melhor conexão entre as tábuas do soalho já existente de forma a impedir o escorregamento longitudinal entre as mesmas devido às forças de corte, aumentando assim a rigidez no plano do pavimento (Figura 56). Esta medida foi experimentalmente testada por (Gattesco *et al.*, 2008) da Universidade de Trieste em Itália.



Fig. 56 – Tábuas do soalho de madeira conectadas com as placas de metal perfurado (Gattesco *et al.*, 2008)

As placas de metal perfurado foram pregadas ao soalho com recurso a equipamentos especiais e um macaco hidráulico. Foi também aplicado um perfil de aço em L à volta do perímetro do pavimento, de forma a conceder ao pavimento mais resistência e rigidez no plano. Assim, o perfil

em L irá transferir os esforços no plano do pavimento para as paredes resistentes. Os perfis em aço foram conectados às vigas do pavimento e ao soalho através de parafusos de 16mm de diâmetro e às paredes resistentes com cavilhas roscadas de 16mm injetadas com argamassa de cimento.

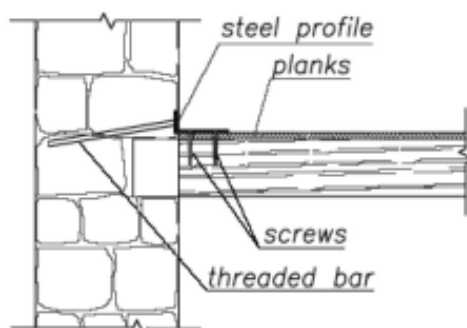


Fig. 57 – Conexões do perfil de aço em L ao pavimento e à parede de alvenaria resistente (Gattesco *et al.*, 2008)

As ligações do perfil de aço às paredes resistentes prevenirão possíveis deslocamentos para fora do plano das paredes de alvenaria, ao nível do pavimento.

Foi então testado um pavimento de 4m por 4m, composto por sete vigas antigas de madeira de 160mm por 180mm em secção transversal, igualmente espaçadas, e um soalho de 23mm de espessura composto por 21 placas de madeira. O soalho é conectado às vigas através de pregos (3×70mm).

Como medida de reforço foram fixadas no soalho chapas de metal perfurado de 75mm por 250mm com 1,5mm de espessura, conectando cada tábua do soalho, igualmente espaçadas ao longo do comprimento do pavimento. Foram também adicionados perfis de aço em “U” ao modelo do pavimento, tal como se vê na Figura 58, de forma a simular os perfis em “L” usados para conectar o pavimento às paredes. Esses perfis foram fixados com parafusos de 16mm e ligados nos cantos de modo a permitir ocorrência de rotações relativas. O pavimento, colocado na vertical para ser ensaiado, está fixo em baixo ao pavimento do laboratório e em cima de forma a restringir deslocamentos para fora do seu plano.

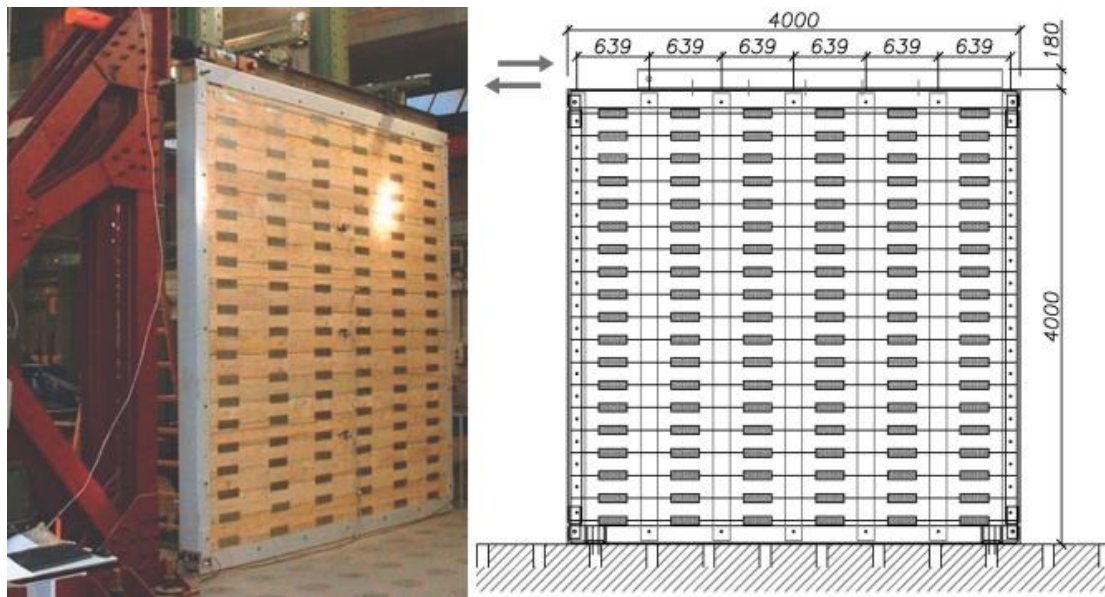


Fig. 58 – Ensaio realizado ao pavimento reforçado (fotografia à esquerda e representação à direita) adaptado de (Gattesco *et al.*, 2008)

O ensaio, realizado em laboratório, consistiu em sujeitar o pavimento a uma força cíclica horizontal aplicada no topo do modelo, na direção do plano do pavimento, tal como indicado na Figura 58, para que fosse testado ao corte, tendo sido registados os deslocamentos no pavimento em função da carga aplicada, indicados no gráfico da Figura 59.

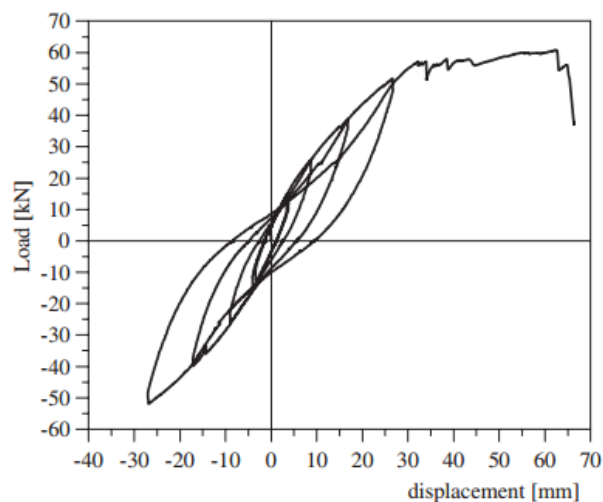


Fig. 59 – Resultados experimentais carga-deslocamento dos ensaios de carga cíclica no topo do pavimento (Gattesco *et al.*, 2008)

Load (kN)	Displacement	Secant stiffness
	Experimental (mm)	Experimental (N/mm)
15	3.85	3896
25	8.33	3000
40	17.20	2325
50	25.30	1976

Fig. 60 – Resultados experimentais dos ensaios de carga cíclica no topo do pavimento, adaptado de (Gattesco *et al.*, 2008)

As Figuras 59 e 60, mostram os resultados obtidos dos deslocamentos sofridos no topo do pavimento consoante a carga cíclica horizontal aplicada. É possível verificar a existência de quatro ciclos de carga, que ocorreram entre as cargas com valores de aproximadamente 15kN, 25kN, 40kN e 50kN, sendo que após o término do último ciclo de carga, perante danos já visíveis no pavimento, foi aplicada uma carga monotónica até ser atingida a rotura. Assim foi atingida uma carga máxima de 60,7kN e um deslocamento máximo de 63,0mm, de acordo com o gráfico e indicado também no estudo de (Gattesco *et al.*, 2008). Segundo os autores do estudo, a rotura do pavimento ocorreu por esforços de corte longitudinais em algumas tábuas do soalho, enquanto a conexão feita pelas chapas de reforço não sofreu danos significativos. Tal efeito foi originado por fendas longitudinais já pré-existentes em algumas tábuas.

Foram também medidos neste ensaio alguns deslocamentos relativos sofridos entre tábuas do soalho, em determinados pontos do pavimento, consoante a carga aplicada no topo do pavimento, apresentados de seguida.

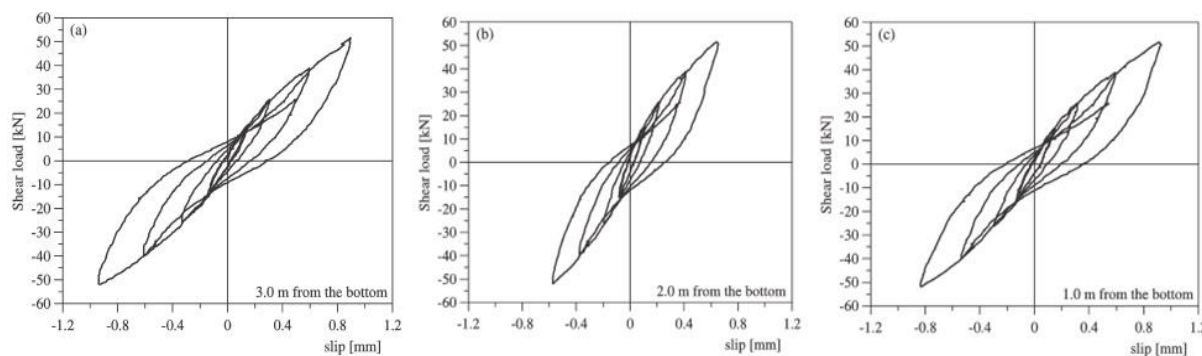


Fig. 61 – Resultados experimentais da relação carga-deslocamento entre tábuas do soalho: (a) medida a 3 metros do topo do pavimento, (b) a 2m do topo, (c) a 1 metro do topo, adaptado de (Gattesco *et al.*, 2008)

Apesar de as curvas representadas na Figura 61 serem todas semelhantes, a Figura 61(b) apresenta uma forma ligeiramente mais inclinada que as duas restantes, significando que a 2 metros do topo do pavimento, as conexões apresentaram uma maior rigidez.

Esta técnica de reforço apresenta a vantagem de poder ser eventualmente reversível e tendencialmente menos intrusiva do que outras soluções. No entanto, sendo as chapas aplicadas

sobre o soalho, tem o inconveniente de as mesmas ficarem à vista, para além de a sua aplicação poder ser um processo trabalhoso, pelo grande número de chapas a aplicar.

4.3.8 ADIÇÃO DE TIRAS DE AÇO SOBRE O SOALHO E VIGAS

Muitos pavimentos antigos de madeira têm o inconveniente de serem excessivamente deformáveis quando sujeitos a cargas de serviço e não possuem rigidez adequada no seu plano de modo a evitarem a ocorrência de forças fora do plano das paredes de alvenaria quando sujeitos a ações sísmicas. Desta forma torna-se necessário reforçar os pavimentos de forma a melhorar a sua rigidez dentro e fora do plano bem como a sua capacidade de carga, de acordo com (Lourenço *et al.*, 2006).

Uma solução possível para estes efeitos, testada por (Lourenço *et al.*, 2006), poderá ser a colocação de chapas finas de aço ao longo do comprimento de cada uma das vigas do pavimento, sobre o soalho já existente, e fixadas ao soalho e ao vigamento com recurso a cavilhas de aço (Fe510). As cavilhas, de 16mm de diâmetro, penetram em furos de 120mm feitos no pavimento, recorrendo a golpes de martelo, conectando assim o vigamento às chapas de aço, de 90mm de largura e 10mm de espessura. O soalho, compreendido entre as vigas e as chapas de aço, tem uma espessura de 23mm.

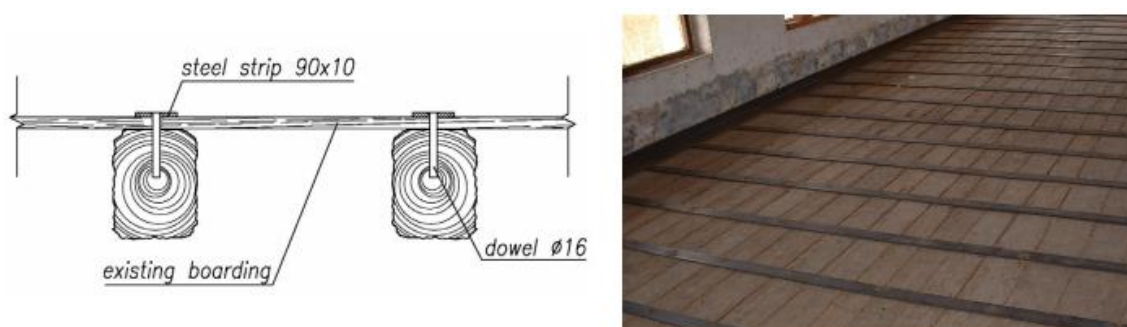


Figura 62 – Representação da secção transversal do pavimento reforçado (à esquerda) e fotografia do pavimento reforçado (à direita) (Lourenço *et al.*, 2006)

Para além disso, similarmente à técnica anteriormente descrita, também aqui se optou por colocar um perfil em “L” de aço à volta do perímetro do pavimento. O perfil foi conectado às vigas extremas do pavimento com cavilhas e às chapas através de soldadura, bem como à parede resistente através de cavilhas injetadas com argamassa (Figura 63).

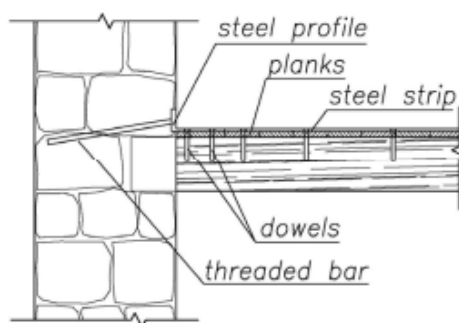


Fig. 63 – Ligações do perfil de aço em L ao pavimento e à parede resistente, retirado de (Lourenço *et al.*, 2006)

Foram ainda adicionadas tiras de aço na diagonal, soldadas ao perfil em “L” perimétrico, com o objetivo de obter uma maior rigidez no plano do pavimento e assim transferir mais eficazmente os esforços para as paredes de alvenaria resistente, impedindo deslocamentos para fora do plano da parede (Figura 64). Finalmente, foi colocada uma nova camada de soalho sobre os elementos de reforço, de forma a não ficarem à vista.

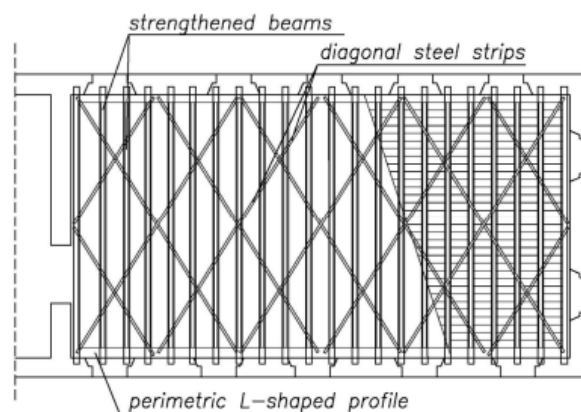


Fig. 64 – Representação do pavimento reforçado (Lourenço *et al.*, 2006)

Foram realizados ensaios “in situ”, pelos autores referidos, da Universidade de Trieste em Itália, de forma a testar a solução apresentada no estudo. Foram utilizados dois pavimentos (Pavimento 1 e Pavimento 2), do século XIX, compostos por vigas de 170mm por 200mm em secção transversal e soalho de espessura de 23mm. No entanto, o pavimento 1 contém uma viga transversal às existentes, com a mesma dimensão das antigas, dividindo assim o seu vão. Tal como mostra a Figura 65, a viga transversal é apoiada na parede resistente numa extremidade, e num perfil de aço (HEA200) na outra extremidade.

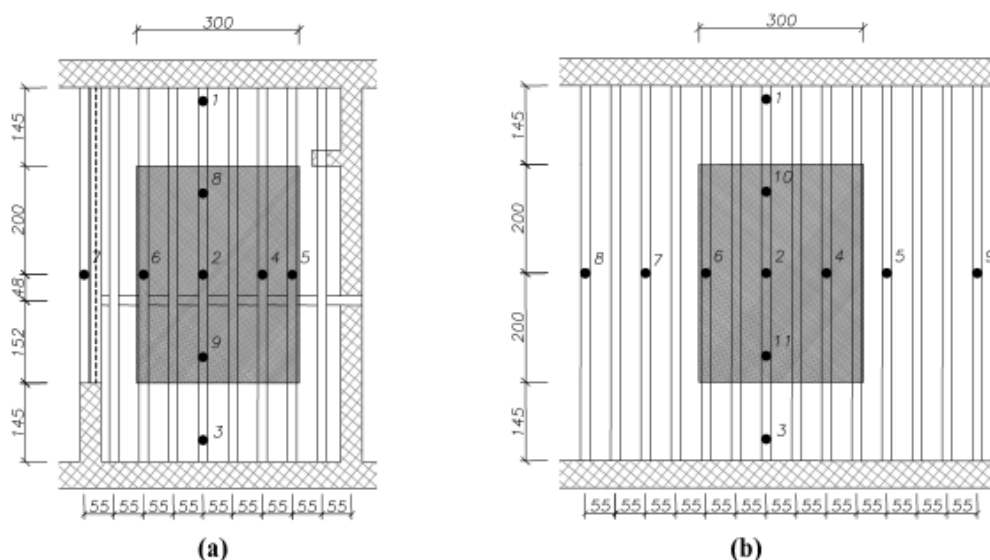


Fig. 65 – Representação dos pavimentos 1 e 2 ensaiados, respetivamente figura Ga) e Gb), retirado de (Lourenço *et al.*, 2006)

Foram realizados ensaios de carga e medidos os deslocamentos verticais sofridos em diversos pontos do pavimento com a solução de reforço em causa aplicada. A zona sombreada nos pavimentos da Figura 65 indica a área a que os pavimentos foram sujeitos a carregamento, sendo os pontos numerados as zonas em que foram medidos os deslocamentos originados pelo carregamento. A figura que se segue indica a configuração das cavilhas de aço dispostas ao longo do vigamento.

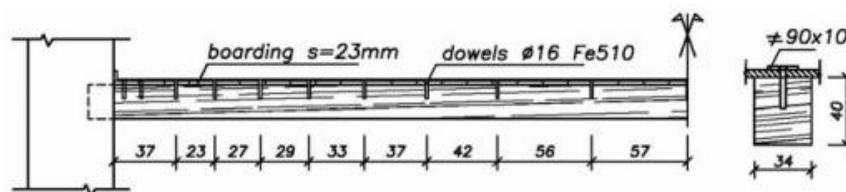


Fig. 66 – Disposição das cavilhas de aço ao longo da viga, retirado de (Lourenço *et al.*, 2006)

Para além dos testes executados nos pavimentos reforçados descritos, foram também realizados ensaios nos mesmos dois pavimentos antes de serem reforçados, para efeitos de comparação de resultados. Relativamente ao ponto 2, indicado na Figura 65 (aproximadamente no centro dos pavimentos), e para uma carga de 3KN/m^2 , foram obtidos os seguintes resultados experimentais para ambos os pavimentos.

Specimen	Max deflection (mm)	
	Before strenthening	After strengthening
Floor 1	19.9	12.4
Floor 2	37.2	17.5

Fig. 67 – Resultados experimentais dos deslocamentos verticais obtidos no ponto 2, para uma carga aplicada de 3 KN/m^2 , retirado de (Lourenço, Roca *et al.*)

Os resultados da Figura 67 mostram que os valores de rigidez à flexão aumentam significativamente das situações dos pavimentos não reforçados para os reforçados. A rigidez aumenta cerca de 60% no pavimento 1, e cerca de 112% no pavimento 2. A existência da viga transversal no pavimento 1 leva a que os deslocamentos sofridos no centro do pavimento 1 sejam muito menores relativamente aos do pavimento 2 quando não reforçados, havendo posteriormente um menor aumento de rigidez quando é aplicado o reforço, quando comparado com o pavimento 2.

A técnica de reforço descrita permite assim uma melhoria significativa da rigidez à flexão do pavimento, sendo que a rigidez no plano também poderá ser melhorada pela aplicação do perfil em “L” perimétrico e das tiras de aço diagonais cruzadas sobre o soalho. É uma técnica reversível e pouco intrusiva.

4.3.9 LAJE DE BETÃO PRÉ-FABRICADO SOBRE VIGAS DE MADEIRA LAMELADA COLADA

A presente solução consiste em conectar vigas de madeira lamelada colada a uma laje de betão pré-fabricado. Esta técnica foi estudada e testada por (Lukaszewska *et al.*, 2009). Foram realizados em laboratório testes à flexão nas vigas do pavimento, tendo sido utilizados cinco

modelos de pavimento. Todos os pavimentos são compostos por uma laje de betão pré-fabricado de 1,6m por 4,8m de dimensões em planta e 60mm de espessura, e três vigas de madeira lamelada colada (GLT) de 90cm por 27cm em secção transversal e 4,8m de comprimento. A Figura 68 mostra o modelo de pavimento testado, em secção transversal.

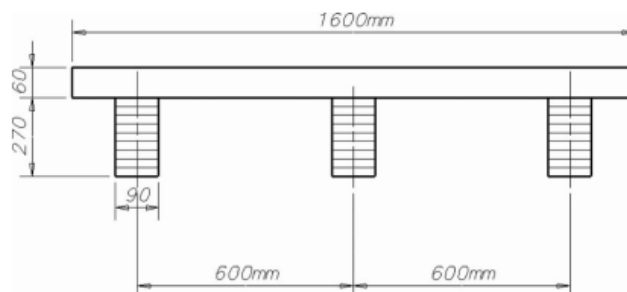


Fig.68 – Secção transversal do modelo de pavimento misto testado (dimensões em mm) (Lukaszewska *et al.*, 2009)

Os modelos de pavimento testados diferem no tipo de conexão utilizada entre as vigas e a laje, sendo que:

Pavimentos 1 e 5 – Conectores “SP+N”, descritos de seguida, espaçados de 60cm entre cada

Pavimento 3 – Conectores “SST+S”, descritos de seguida, espaçados de 50cm

Pavimentos 2 e 4 – Conectores “SST+S”, espaçados de 25cm

Os conectores do tipo “SP+N” consistem em placas de aço moldadas em forma de “U” (Figura 69), soldadas a uma chapa perfurada de aço que fica no interior da laje de betão e acompanha o comprimento da viga. Os furos na chapa de aço de 50mm de diâmetro possibilitam reduzir o peso próprio da mesma, estando espaçados de 10cm. As vigas de GLT foram fixadas às placas de aço em “U” com quatro pregos de $\varnothing 4.5 \times 75$ mm de cada lado. Foi também inserida uma malha de aço de 6mm de diâmetro, colocada 30mm acima da base da cofragem (Figura 69), reforçando a laje.

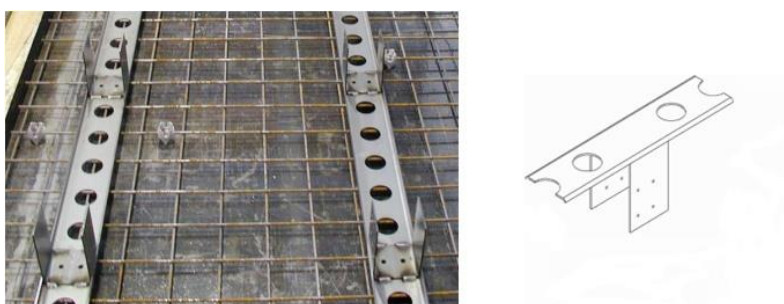


Fig. 69 – Conectores “SP+N” colocados na cofragem antes da colocação do betão (à esquerda) e representação em pormenor do conector “SP+N” (à direita), adaptado de (Lukaszewska *et al.*, 2009)

Quanto aos conectores do tipo “SST+S”, são compostos por parafusos de 3mm de espessura e dimensões $\varnothing 20 \times 160$ mm, aparafusados em tubos de aço que ficarão inseridos na laje de betão. Para melhorar a fixação dos tubos de aço à laje de betão, foram soldadas aos tubos placas quadradas de aço de 60mm por 60mm e 3mm de espessura, tal como se vê na Figura 70. Os tubos

foram tapados por “tampas” de plástico durante a colocação do betão. Foi também adicionada uma malha de aço, de iguais características à descrita anteriormente.

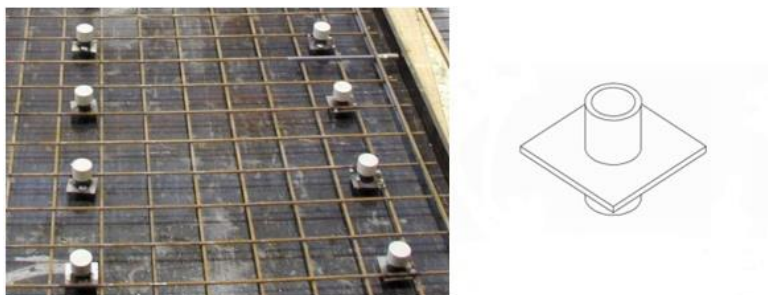


Fig. 70 – Conectores do tipo “SST+S” colocados na cofragem antes da colocação do betão (à esquerda) e representação em pormenor do conector “SST+S” (à esquerda), adaptado de (Lukaszewska, Fragiocomo *et al.*, 2009)

Foi colocado o betão na cofragem, e posteriormente, após secagem, a laje pré-fabricada de betão foi então levantada e virada de forma a “encaixar” nas vigas, fazendo a ligação através dos conectores.

Preparados os pavimentos, foram realizados os testes à flexão em cada modelo (de acordo com a EN 26891: 1991), conforme a configuração representada na Figura 71.

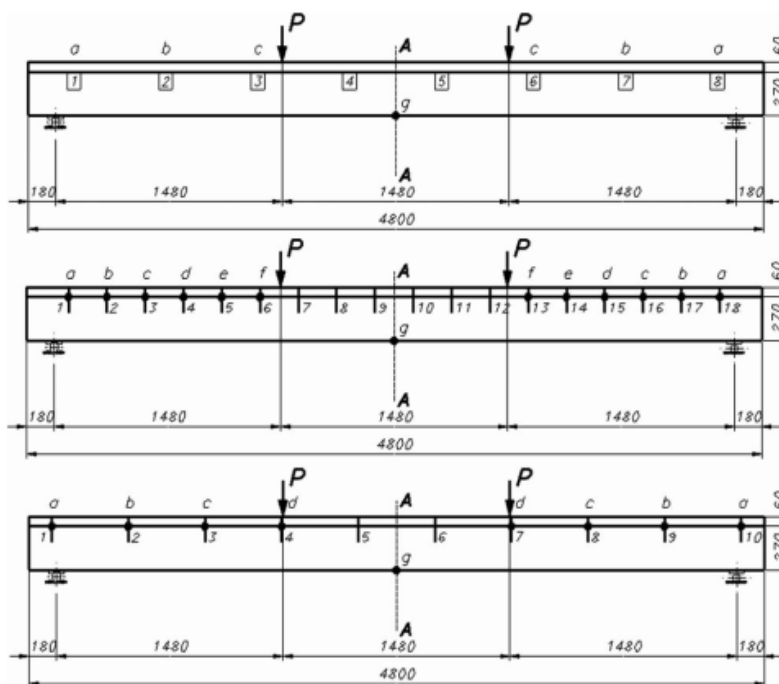


Figura 71 – Configuração dos testes à flexão: (a) pavimentos 1 e 5, (b) pavimentos 2 e 4, (c) pavimento 3. Retirado de (Lukaszewska, Fragiocomo *et al.*, 2009)

Através do ensaio foram medidos os deslocamentos a meio vão das três vigas de cada pavimento em função da carga aplicada, tendo-se obtido os seguintes resultados, indicados nos gráficos da Figura 72.

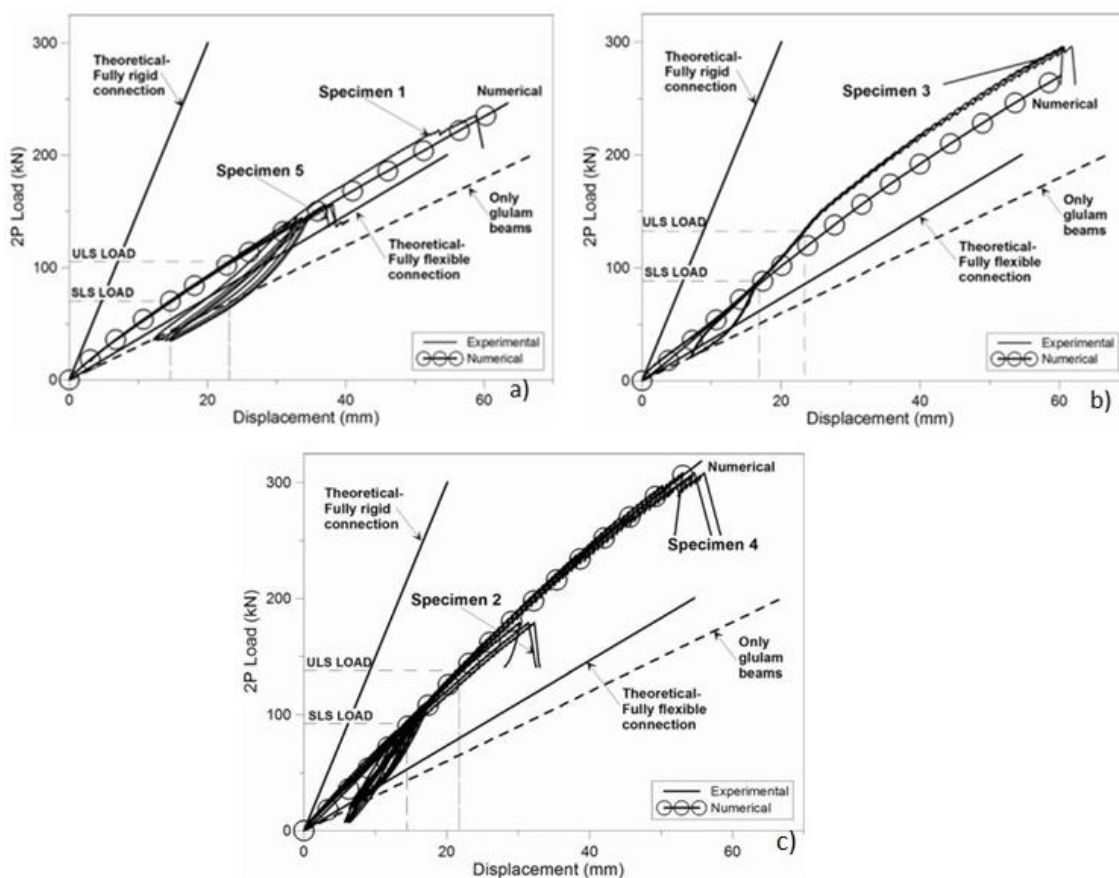


Figura 72 – Resultados dos testes à flexão quanto à relação carga- deslocamento (a) pavimentos 1 e 5, (b) pavimento 3, (c) pavimentos 2 e 4, (d) resultados experimentais para os cinco pavimentos. Adaptado de (Lukaszewska *et al.*, 2009)

Nos gráficos estão representadas as curvas teóricas que preveem o comportamento estimado do pavimento sem conexões entre a laje de betão pré-fabricado e as vigas de GLT, e o comportamento estimado com ligações perfeitamente rígidas. É também representada a curva teórica que se obteria sem a laje de betão, apenas com as vigas.

De acordo com a Figura 72, e segundo os autores do estudo, o valor máximo de carga aplicada foi verificado no pavimento 3, tendo sido atingido o valor de 308KN, com um deslocamento correspondente de 54,5mm. É possível observar pelos gráficos da Figura 72, que os pavimentos têm um comportamento aproximadamente linear, ocorrendo uma rotura frágil em valores de deslocamentos próximos de 50mm.

Verifica-se que os pavimentos 2 e 5 atingiram a rotura para valores menores que as restantes soluções. No entanto, segundo os autores do ensaio, tal situação ocorreu devido à fraca qualidade da viga de madeira lamelada colada onde se deu a rotura em ambos os casos.

Esta solução, como medida de reforço, não se adequa aos princípios de preservação das estruturas a intervencionar, uma vez que não é possível manter o soalho original. Toda a estrutura horizontal original teria de ser substituída por um novo pavimento.

4.3.9.1 Considerações relativas a pavimentos mistos madeira-betão

A substituição do pavimento original de madeira por pavimentos mistos de madeira-betão é uma solução comum para melhorar as propriedades das estruturas horizontais inseridas em edifícios antigos (Gattesco *et al.*, 2008). Comparativamente à opção de substituir o pavimento antigo por um pavimento de betão, o pavimento misto apresenta a vantagem de ser mais leve. No caso de um pavimento de betão, ocorrerá um aumento de massa que poderá originar danos estruturais, não só devido ao aumento de cargas verticais nas paredes resistentes de alvenaria, que poderão não estar habilitadas a receber as novas cargas, como também, devido ao aumento das forças sísmicas, proporcionais ao aumento de massa (Branco *et al.*, 2002). Assim, a opção de um pavimento misto madeira-betão leva a um aumento de rigidez e resistência do pavimento, permitindo que este se comporte como um diafragma rígido, havendo no entanto um aumento de massa menor, comparativamente a um pavimento de betão. Por outro lado, com esta técnica poderá ser possível aproveitar o pavimento original, adicionando por exemplo, uma nova camada de betão sobre o soalho de madeira existente, caso se encontre em boas condições de conservação.

5

MODELAÇÃO NUMÉRICA

5.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo, ir-se-á elaborar um modelo numérico com o intuito de analisar algumas das medidas de reforço possíveis de implementar nos pavimentos de madeira, de forma a avaliar o efeito resultante das intervenções de reforço realizadas. No entanto, a análise será feita não apenas relativamente às diferenças de comportamento que se pretendem obter nos próprios pavimentos (alteração de rigidez dentro ou fora do plano, capacidade de carga, etc.), mas também, e principalmente, em relação às consequências que essas alterações impostas nos pavimentos pelas medidas de reforço aplicadas, irão induzir no funcionamento global de toda a estrutura. Neste caso, ir-se-á avaliar o efeito das medidas de reforço que apenas pretendem aumentar a resistência do pavimento na direção do seu plano, de forma a avaliar a influência que o aumento de rigidez no plano do pavimento poderá ter na restante estrutura, quando sujeita a solicitações horizontais.

Para isso, irá ser modelado um edifício, com características e tipologia construtiva semelhantes às dos edifícios de alvenaria antigos, típicos da cidade do Porto, de forma a avaliar o seu comportamento perante as novas ações impostas pelas medidas de reforço a adotar nos pavimentos, que irão alterar as propriedades do pavimento original.

Perante as novas propriedades dos pavimentos existentes no edifício antigo, ir-se-ão impor ações sísmicas horizontais na estrutura de modo a simular os seus efeitos no edifício, permitindo assim uma análise do seu comportamento global consoante as modificações impostas nos pavimentos.

Os edifícios antigos de alvenaria não têm muitas vezes as características mais adequadas para suportarem eficazmente, por exemplo, uma ação sísmica. Segundo (Cardoso *et al.*, 2005), tal situação poderá ocorrer devido à antiguidade da estrutura e à consequente degradação dos materiais estruturais que poderá levar a diminuições locais ou globais de rigidez e resistência na estrutura. Também um grande número e variedade de intervenções a nível estrutural no edifício ao longo do tempo, poderão ter sido realizadas sem considerar convenientemente o efeito da ação sísmica no edifício, não tendo sido feitas melhorias nesse sentido. Por outro lado, dada a antiguidade deste tipo de estruturas, muitas não foram originalmente construídas de acordo com as normas atualmente existentes relativas à ação sísmica, precisamente por ainda não existir essa normalização no tempo da sua construção.

5.2 CASA TÍPICA EXISTENTE NA CIDADE DO PORTO

A partir da segunda metade do século XVIII, a cidade do Porto passa por rápidos processos de expansão, levando a um aumento significativo de construções habitacionais e originando dessa forma uma sistematização dos processos e sistemas construtivos. Existe assim no centro da cidade do Porto, um grande número de casas com semelhantes tipologias construtivas, sendo a denominada “casa burguesa” uma das construções habitacionais mais comuns e abundantes nessa zona, embora existam outros tipos de construção também, como por exemplo as chamadas “casa nobre”, segundo (Almeida, 2013). Neste caso, irá ser dada ênfase à “casa burguesa”, em cujas características se irá basear o estudo que se seguirá. Na verdade, o início da construção deste tipo de habitação remonta já desde o século XVII (Maia, 2015).

Este tipo de construção é caracterizado por possuir uma forma estreita com grande desenvolvimento em altura, sendo geralmente constituída por dois a seis pisos de altura, e uma largura de cerca de quatro a oito metros por um comprimento de aproximadamente quinze a vinte metros de comprimento. É também constituída por duas ou três portas de entrada e varandas e janelas nos pisos superiores. Por norma, este tipo de construção comporta uma caixa de escadas entre pisos, iluminada por uma claraboia no topo da habitação. A iluminação natural incidente no interior da casa é normalmente proveniente apenas pela abertura da claraboia e das janelas existentes nas fachadas da casa viradas para o exterior.

Habitualmente, a casa burguesa conjuga a funcionalidade comercial no piso térreo com a função de habitação nos pisos superiores. Apesar das semelhanças entre os diversos edifícios deste tipo, é exteriormente visível uma grande variedade de cores e alturas, tal como se observa na Figura 73, sendo essas diferenças acentuadas pela disposição contígua dos edifícios.



Fig. 73 – Fotografias de casas típicas do centro da cidade do Porto (Rua de São Filipe de Nery e Rua dos Clérigos, respetivamente à esquerda e à direita)

Quanto ao sistema construtivo deste tipo de habitação, consiste, na maior parte dos casos, em pavimentos e coberturas de madeira e paredes de alvenaria de pedra resistente, enquanto as paredes interiores são em tabique. São por vezes adicionados acrescentos em altura ao edifício, segundo (Almeida, 2013), para aumento do espaço útil, realizados com paredes de tabique.

5.3 MODELO NUMÉRICO

O modelo numérico elaborado neste estudo procurará simular o comportamento de uma versão simplificada da casa típica da cidade do Porto, previamente descrita no ponto anterior, perante determinadas ações impostas na estrutura. Para isso será utilizado um programa de cálculo automático de análise estrutural denominado de “Autodesk Robot Structural Analysis” desenvolvido pela Autodesk, empresa de *software* de *design* e de conteúdo digital fundada em 1982 por John Walker e outros doze co-fundadores.

O modelo numérico simplificado não representa um caso de estudo real, sendo apenas idealizado de forma a permitir realizar a análise pretendida. O modelo construído é composto por dois pisos, conforme se observa na figura 74, de forma a ser constituído por dois pavimentos de madeira e quatro paredes de alvenaria resistente, sendo duas delas exteriores, e outras duas mearas com os edifícios adjacentes à estrutura simulada. As paredes exteriores de fachada contêm aberturas representativas das janelas e portas do edifício. São também criadas no modelo duas paredes interiores de tabique ao longo da altura do edifício, de forma a comportar entre elas a caixa de escadas, que neste caso não será representada no modelo.

De forma a representar de forma aproximada a estrutura da casa burguesa característica da cidade do Porto, foram adotadas as dimensões em planta de 6,5m de largura por 25m de comprimento, e uma altura total de 7m tendo cada piso uma altura de 3,5m. A caixa de escadas tem uma dimensão em planta de 4m por 4m.

Segue-se assim uma imagem do modelo construído com os principais elementos estruturais mencionados (figura 74).

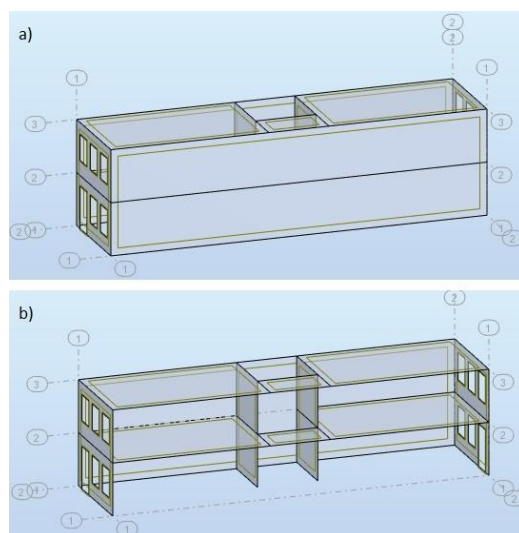


Fig. 74 – Modelo numérico realizado em “Autodesk Robot Structural Analysis” (a) vista global (b) vista em corte

5.3.1 PAREDES DE ALVENARIA

As paredes de alvenaria de fachada do edifício idealizado no modelo numérico, foram modeladas com elementos de casca, e foram consideradas como tendo uma espessura de 50cm, com dimensões de 6,5m de largura por 7m de altura.

Quanto às paredes de alvenaria laterais, mearas com os edifícios adjacentes, têm uma espessura de 30cm e dimensões de 25m de comprimento por 7m de altura.

As paredes resistentes foram consideradas como tendo um valor de peso específico (γ) de 21KN/m^3 , de acordo com as tabelas técnicas retiradas de (Ferreira *et al.*, 1977), um módulo de elasticidade (E) de 0,3GPa e um coeficiente de Poisson (ν) com o valor de 0,3. O módulo de distorção (G) foi determinado com base na equação (1) que se segue, tendo sido obtido o valor de 115,38MPa.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1)$$

5.3.2. PAREDES DE TABIQUE

As paredes de tabique da caixa de escadas, também modeladas com recurso a elementos de casca, têm de dimensões 4 por 7m. A sua espessura e propriedades a utilizar neste modelo, foram determinadas com base em testes experimentais realizados em paredes de tabique sem reboco no âmbito da dissertação de mestrado realizada por (Amorim, 2016). Deste modo, é possível atingir uma melhor representação da rigidez das paredes de tabique, atribuindo um valor adequado ao Módulo de Elasticidade a adotar no modelo das mesmas.

Para isso, foi construído um modelo auxiliar (Figura 77) também com recurso ao programa “Autodesk Robot Structural Analysis” de forma a poder ser encontrado o valor mais indicado para o Módulo de Elasticidade a utilizar no modelo global principal.

A espessura adotada para a parede de tabique foi de 10cm, tendo como base as dimensões da parede de tabique dupla que foi ensaiada no âmbito da dissertação da autora referida. Um dos ensaios realizados nessa dissertação à parede de tabique dupla consistiu em aplicar uma carga monotónica na parte superior da mesma, com direção horizontal no plano da parede (disposta na vertical) e sentido da esquerda para a direita, conforme simulado no modelo representado na Figura 75, tendo sido assim verificados os deslocamentos obtidos na parede consoante a força nela aplicada. Com isto, foram obtidos por (Amorim, 2016) os valores de rigidez elástica inicial indicados na Tabela 1 seguinte:

Tabela 1 – Valores de rigidez elástica retirados e obtidos por (Amorim, 2016)

Ensaio	K [KN/m]
Ensaio 1	1657
Ensaio 2	965

No modelo auxiliar do presente estudo, a parede foi modelada com elementos de casca, estando a sua base impedida de se deslocar tanto perpendicularmente como paralelamente à direção do seu plano.

Para determinação do módulo de elasticidade mais indicado a adotar no modelo numérico da parede, foi então inicialmente considerado um valor de rigidez (K) baseado na média dos valores de rigidez elástica resultantes dos ensaios realizados por (Amorim, 2016), tendo sido calculado o valor médio de 1311,0KN/m.

No modelo numérico da parede foi inicialmente atribuído um valor de $E=10\text{GPa}$ para o módulo de elasticidade da mesma. Note-se, no entanto, que poderia ter sido escolhido outro valor para este parâmetro, dado que o mesmo será posteriormente afinado para valores mais adequados, conforme a rigidez pretendida. Foi assim imposto um deslocamento unitário horizontal no plano da parede com o valor de 1cm, tal como representado na Figura 75 (indicado como “UX”, em metros).

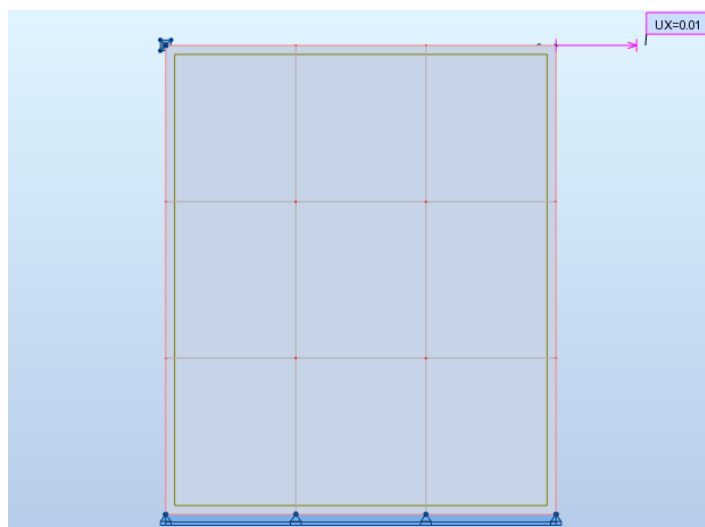


Fig. 75 – Modelo numérico auxiliar da parede de tabique construído em “Autodesk Robot Structural Analysis”

Na parte superior da parede representada no modelo, foram impedidos deslocamentos fora do plano da parede, sendo que no ponto de aplicação do deslocamento é também impedido o deslocamento na direção horizontal do plano da parede, de forma a obter a reação equivalente à carga (F) que seria aplicada no ensaio real, correspondente à rigidez atribuída de $1311,0\text{KN/m}$ e ao deslocamento de $0,01\text{m}$ imposto. O valor da força (F) pode ser calculado pela equação (2), em que d representa o deslocamento imposto na estrutura e K a rigidez média calculada com base nos ensaios experimentais já referidos. Foi assim obtido o valor de $13,11\text{KN}$ para o valor de F .

$$F = K \times d \quad (2)$$

Posto isto, correndo o programa que automaticamente gera uma malha de elementos finitos no modelo da parede, foram obtidos valores extremamente elevados de rigidez, sendo necessário diminuir o módulo de elasticidade (E) de 10GPa para $0,2\text{GPa}$. Adotando o novo valor de E no modelo, foi obtido um valor próximo do valor pretendido da reação equivalente à força F .

Assim, uma vez encontrado o valor mais indicado para o módulo de elasticidade a atribuir às paredes de tabique da estrutura, foi calculado o módulo de distorção (G), admitindo um coeficiente de Poisson (ν) de $0,2$ e utilizando novamente a fórmula da equação (1). Foi obtido assim o valor de $83,33\text{MPa}$ para o parâmetro G . O valor do peso específico (γ) relativo às paredes de tabique foi calculado com base no valor de $1,35\text{KN/m}^2$, constante nas tabelas técnicas retiradas de (Ferreira *et al.*, 1977), tendo sido determinado o valor de $13,5\text{KN/m}^3$ para esse parâmetro, tendo em conta a espessura de 10cm da parede de tabique.

5.3.3. PAVIMENTOS DE MADEIRA

Similarmente ao método adotado no ponto anterior, para determinação do valor do módulo de elasticidade a atribuir ao modelo das paredes de tabique, é também repetido o mesmo processo para os pavimentos de madeira. Consultando os valores de rigidez no plano do pavimento obtidos nos diversos testes experimentais relativos a diferentes técnicas de reforço de pavimentos de madeira, descritas no Capítulo 4, é então possível determinar o valor do módulo de elasticidade mais adequado a cada solução, entre outros parâmetros.

Foram avaliadas numericamente sete soluções de reforço dos pavimentos de madeira, um pavimento de madeira não reforçado, e um pavimento de betão.

As propriedades respeitantes a cada pavimento modelado, encontram-se indicadas na Tabela 2 que se segue, estando o valor das mesmas justificado de seguida.

Tabela 2 – Propriedades atribuídas no modelo de cada solução de pavimento

	Sol.1	Sol.2	Sol.3	Sol.4	Sol.5	Sol.6	Sol.7	Sol.8	Sol.9
K [KN/m] (exp.)	500.0	409.0	1247.0	1719.0	270.0	796.0	3896.1	81.0	240670*
E [MPa]	70.0	217.0	295.0	261.0	144.0	423.0	2114.0	44.0	20000.0
G [MPa]	27.0	84.0	114.0	100.0	56.0	163.0	813.0	17.0	8333.3
ν	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2
γ [KN/m ³]	6.9	14.1	8.8	7.2	14.1	14.1	13.0	14.1	24.5

*o valor de rigidez da solução 9 (pavimento de betão) foi determinado numericamente

O valor de K diz respeito à rigidez no plano do pavimento, retirado ou calculado a partir dos resultados dos testes experimentais de cada solução de reforço descrita, realizados por outros autores. Quanto ao peso específico (γ), o mesmo foi calculado a partir de valores de densidade (ρ) tabelados para os diferentes materiais ou tipos de madeira utilizados em cada solução, que permitem determinar a massa real de cada solução, e posteriormente o valor de peso específico a atribuir em cada modelo auxiliar, respeitante a cada solução.

Os pavimentos das soluções 2 a 6 e a solução 8, dizem respeito a modelos de pavimentos ensaiados com o mesmo tipo de materiais, mesmas dimensões em planta e igual número de vigas de iguais dimensões, descritos no capítulo 4.

Solução 1 - Pavimento reforçado com soalho composto por duas placas de Madeira Lamelada Cruzada (CLT), descrito em 4.3.2. Para determinação do peso específico a colocar no modelo do pavimento, foram considerados os valores densidade de 470Kg/m³ e 420Kg/m³, respetivamente para as placas de CLT e vigas de madeira C24, permitindo assim determinar a massa total do pavimento real, e calcular o peso específico a adotar no modelo numérico do pavimento, de 66mm de espessura e dimensões de 2,125m por 2,420m.

Solução 2 - Adição de tira de metal perfurado sobre o pavimento, descrito em 4.3.6. O pavimento da presente solução tem de dimensões 2,125 por 2,420m e espessura de 20mm. Tanto as vigas como o soalho são constituídos por madeira de abeto, tendo assim sido considerada uma densidade de 460Kg/m³, e, posteriormente, foi seguido o mesmo método de cálculo do ponto

anterior, tendo sido obtido o valor de peso específico indicado na tabela 2, a colocar na estrutura do modelo numérico do pavimento reforçado.

Solução 3 - Adição de segunda camada de soalho, descrito em 4.3.6. A espessura do modelo desta solução de pavimento reforçado é de 45mm, variando assim o valor de γ relativamente à anterior.

Solução 4 - Adição de duas camadas de soalho à existente, descrito em 4.3.6. O pavimento reforçado passa aqui a ser considerado com uma espessura de 70mm no modelo.

Solução 5 - Adição de uma tira de madeira na diagonal sobre o pavimento, descrito em 4.3.6. Nesta solução o pavimento é considerado no modelo com uma de espessura 20mm.

Solução 6 - Adição de duas tiras de madeira cruzadas sobre o pavimento, descrito em 4.3.6. O peso específico desta solução mantém-se o mesmo da anterior dado serem os mesmos materiais e mesmas dimensões, sendo também atribuída uma espessura de 20mm.

Solução 7 - Fixação de chapas de metal perfurado no soalho e adição de perfil de aço em L perimétrico, descrito em 4.3.7. O pavimento ensaiado com esta solução tem de dimensões 4m por 4m em planta e 23mm de espessura de soalho, sendo constituído por sete vigas. Foi adotada uma densidade de 420Kg/m³, calculada a massa do pavimento real, e determinado o valor de peso específico a introduzir no modelo numérico de acordo com as dimensões do pavimento no modelo cujos valores em planta se mantêm e é atribuída uma espessura de 23mm.

Solução 8 - Pavimento de madeira não reforçado, descrito em 4.3.6. O módulo de elasticidade e módulo de distorção para o pavimento de madeira não reforçado foram calculados, tal como nas outras soluções, com base na rigidez obtida em testes em laboratório, sendo que o valor de peso específico é considerando igual ao das soluções 2,5 e 6, de valor $\gamma=14,1\text{KN/m}^3$.

Solução 9 - Pavimento de betão. O pavimento de betão, modelado com uma espessura de 150mm, foi considerado com um módulo de elasticidade de 20GPa, coeficiente de Poisson de 0,2, e módulo de distorção de 8,33GPa calculado a partir da equação (1). Ao peso específico foi atribuído o valor de 24,5KN/m³. Para efeitos de comparação de parâmetros entre as diferentes soluções, foi calculada numericamente a rigidez do pavimento de betão, com base nos valores referidos, tendo sido obtido o valor de 240670KN/m.

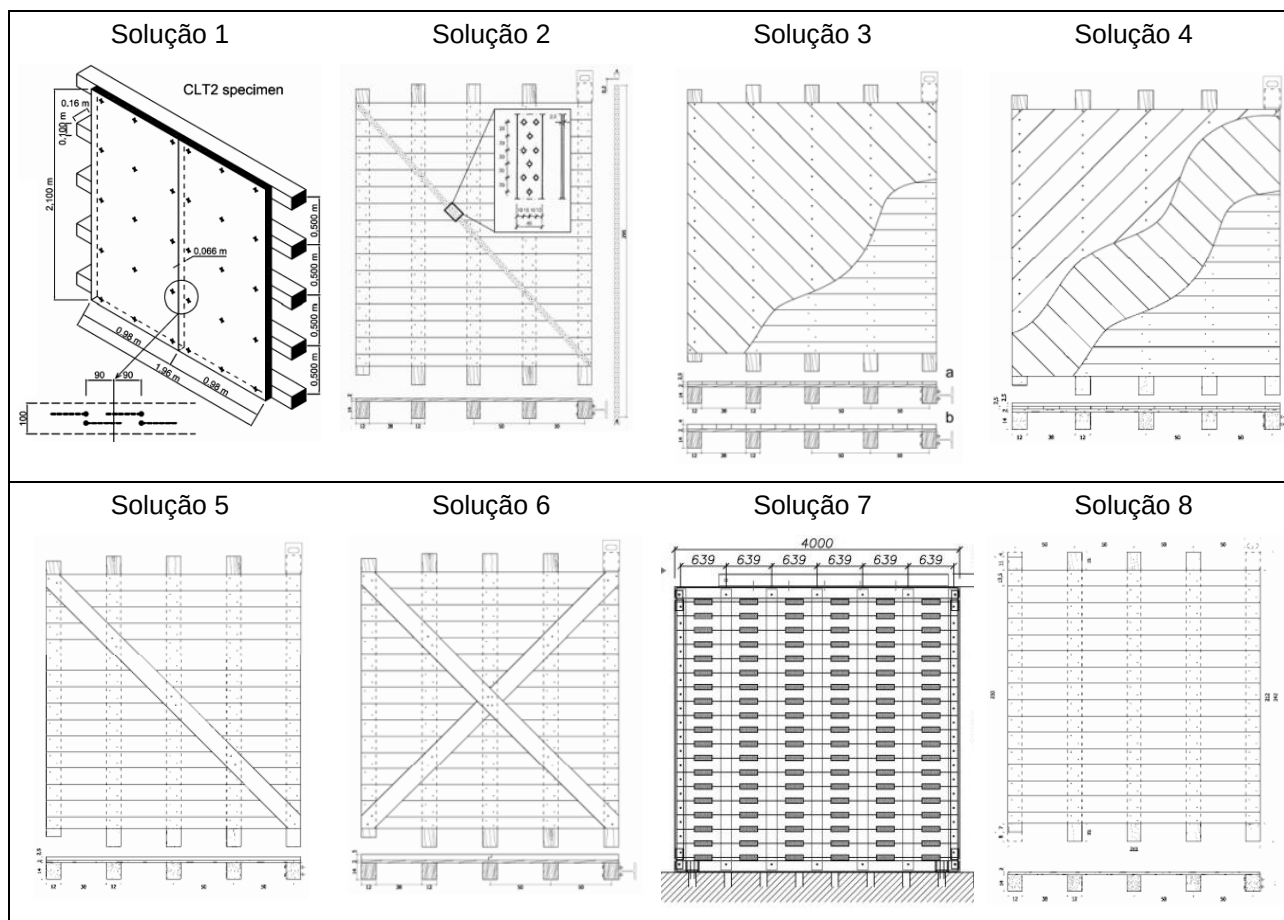


Fig. 76 – Modelos dos pavimentos

5.4 AÇÕES NO MODELO DA ESTRUTURA

5.4.1 CARGAS VERTICAIS

As cargas verticais a impor na estrutura modelada dizem respeito ao peso próprio da estrutura e a carregamentos de sobrecarga.

O valor de sobrecarga foi atribuído com base nas indicações constantes no Eurocódigo 1 (EN 1991-1-1:2009), em que no Anexo Nacional NA, Quadro NA-6.2, são recomendadas as sobrecargas a adotar em pavimentos consoante a sua categoria de ocupação. Neste caso foi considerada a categoria A, referente a zonas de habitação, tendo sido assim atribuído o valor de 2KN/m^2 para a sobrecarga a atribuir no modelo numérico.

O peso próprio da estrutura foi automaticamente calculado e considerado no programa de cálculo numérico, de acordo com as características dos elementos constituintes do edifício.

Na presente modelação irá apenas ser analisada a influência da ação sísmica de forma isolada, não sendo consideradas quaisquer combinações com as restantes cargas atuantes no edifício.

Para a contabilização dos efeitos de inércia na análise sísmica, deve ser considerada, de acordo com o Eurocódigo 8 (EN 1998-1-1:2005), a participação das massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem na combinação de ações indicada na seguinte expressão (3).

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3)$$

O símbolo $G_{k,j}$ é respeitante às ações permanentes atuantes a estrutura, neste caso o peso próprio da estrutura modelada. $Q_{k,i}$ representa as ações variáveis que atuam na estrutura, sendo neste estudo considerada a sobrecarga de valor 2KN/m^2 , e $\Psi_{E,i}$ é o coeficiente de combinação para a ação variável i , determinado através da equação (4) retirada do Eurocódigo 8, cláusula 4.2.4. De acordo com a norma indicada, “os coeficientes de combinação $\Psi_{E,i}$ têm em conta a possibilidade de as cargas $Q_{k,i}$ não estarem presentes em toda a estrutura durante o sismo”.

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} = 0,24 \quad (4)$$

O valor do coeficiente φ é determinado através do quadro 4.2 do Eurocódigo 8. Neste caso foi considerado o valor de 0,8 para o coeficiente φ . Quanto ao coeficiente de combinação $\Psi_{2,i}$, foi determinado com recurso ao Eurocódigo 0 (EN 1990:2009) por consulta do Anexo A1, quadro A1.1, tendo sido atribuído o valor de 0,3, tendo em conta a categoria de ocupação A (zonas de habitação). Efetuando o cálculo da equação (4), foi obtido $\Psi_{E,i} = 0,24$, cujo valor foi posteriormente introduzido no programa de cálculo numérico.

5.4.2 ANÁLISE MODAL

Antes de proceder a uma análise sísmica da estrutura é necessária a realização de uma análise modal no sentido de conhecer as diversas frequências naturais de vibração da estrutura assim como as respetivas deformadas respeitantes a cada modo de vibração.

A análise modal realizada no âmbito deste estudo avaliará os modos de vibração apenas segundo a menor direção do edifício (Y), indicada na Figura 76, sendo a direção segundo a qual irá ser realizada a análise sísmica ao edifício em estudo no modelo, permitindo assim visualizar as modificações que as paredes de alvenaria sofrerão consoante as características dos pavimentos e a ação das cargas sísmicas. As variações de comportamento das paredes resistentes sob ação sísmica, perante as alterações de rigidez impostas no plano dos pavimentos, são o foco da análise realizada. Assim, será apenas considerada a direção Y na análise numérica, dado nessa direção as paredes de alvenaria serem mais afetadas, permitindo a análise do seu comportamento, enquanto na direção X serão as paredes interiores de tabique da estrutura a apresentar valores de tensões mais elevados ao passo que as paredes de alvenaria não sofrerão grandes alterações de comportamento nessa direção.

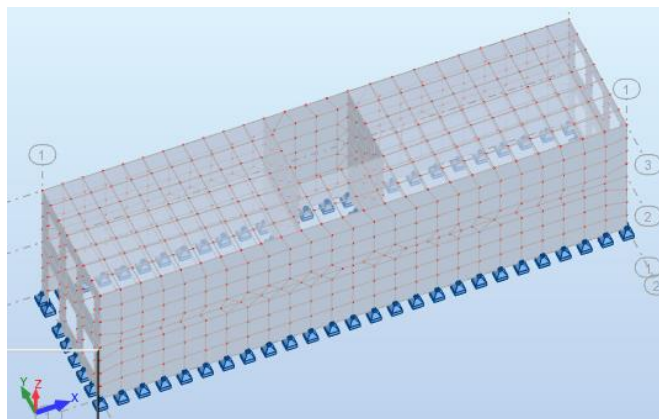


Fig. 77 – Eixo de coordenadas cartesianas globais considerado no modelo numérico

Foram considerados vinte modos de vibração na direção Y, para comparação das frequências naturais obtidas entre as diferentes soluções de reforço, tendo-se chegado aos resultados indicados na Tabela 3 e na Tabela 4, referentes a cada solução de reforço (solução 1 à 7), ao pavimento original (solução 8), e substituição por um pavimento de betão no caso da solução 9. A Tabela 3 contém os resultados do 1º modo ao 5º modo e a Tabela 4, os resultados do 6º modo ao 20º modo. Para além das frequências naturais de vibração da estrutura, são também apresentadas as percentagens acumuladas da massa participativa em cada modo de vibração, para cada solução. As percentagens de massa participativa encontram-se entre parênteses.

Tabela 3 – Valores de frequências [Hz] dos modos de vibração desde o 1º modo ao 5º modo, e respetivas percentagens de massa participativa acumulada, entre parênteses, para cada solução

Modo	Sol.1	Sol.2	Sol.3	Sol.4	Sol.5	Sol.6	Sol.7	Sol.8 (original)	Sol.9 (betão)
1	1.06 (75.27%)	1.06 (74.71%)	1.19 (80.08%)	1.21 (81.01%)	0.96 (71.93%)	1.15 (78.34%)	1.28 (82.18%)	0.79 (62.37%)	1.21 (89.79%)
2	1.24 (75.27%)	1.24 (74.71%)	1.51 (80.08%)	1.58 (81.01%)	1.08 (71.93%)	1.41 (78.34%)	1.86 (82.18%)	0.87 (62.37%)	2.24 (89.79%)
3	1.95 (80.71%)	1.93 (79.95%)	2.51 (86.42%)	2.66 (90.29%)	1.64 (76.38%)	2.28 (83.86%)	2.92 (91.86%)	1.26 (65.09%)	3.38 (95.77%)
4	2.13 (81.98%)	2.14 (81.18%)	2.60 (89.19%)	2.72 (90.69%)	1.88 (77.56%)	2.42 (86.35%)	3.17 (91.86%)	1.49 (65.09%)	4.00 (95.80%)
5	2.27 (81.98%)	2.27 (81.18%)	2.79 (89.19%)	2.92 (90.69%)	1.99 (77.56%)	2.59 (86.35%)	3.21 (91.93%)	1.52 (65.52%)	4.38 (95.81%)

Tabela 4 – Valores de frequências [Hz] dos modos de vibração desde o 6º modo ao 20º modo e respectivas percentagens de massa participativa, entre parênteses, para cada solução de pavimento

Modo	Sol.1	Sol.2	Sol.3	Sol.4	Sol.5	Sol.6	Sol.7	Sol.8	Sol.9
6	2.30 (81.98%)	2.30 (81.18%)	2.89 (89.19%)	3.08 (90.69%)	2.02 (77.56%)	2.65 (86.35%)	3.34 (93.08%)	1.63 (67.45%)	4.41 (95.81%)
7	2.65 (84.83%)	2.62 (84.10%)	3.15 (89.65%)	3.21 (90.70%)	2.14 (77.60%)	3.04 (88.37%)	3.36 (93.08%)	1.71 (67.45%)	4.48 (95.81%)
8	2.71 (84.83%)	2.66 (84.10%)	3.26 (90.76%)	3.33 (90.84%)	2.14 (77.88%)	3.10 (89.09%)	3.52 (93.09%)	1.75 (76.45%)	4.64 (95.82%)
9	2.73 (84.84%)	2.68 (84.14%)	3.30 (90.76%)	3.33 (91.85%)	2.29 (81.23%)	3.16 (90.59%)	3.68 (93.54%)	1.96 (69.55%)	4.73 (95.86%)
10	2.85 (89.24%)	2.83 (88.95%)	3.45 (90.78%)	3.51 (92.14%)	2.56 (87.86%)	3.21 (90.59%)	3.71 (93.54%)	2.13 (69.60%)	5.06 (95.86%)
11	2.98 (89.59%)	2.97 (89.26%)	3.49 (92.32%)	3.73 (92.84%)	2.65 (87.87%)	3.32 (91.31%)	4.01 (93.54%)	2.16 (76.27%)	5.14 (96.12%)
12	3.14 (89.59%)	3.11 (89.26%)	3.73 (92.32%)	3.92 (92.84%)	2.68 (87.87%)	3.37 (91.31%)	4.13 (93.82%)	2.25 (83.44%)	5.36 (96.14%)
13	3.19 (89.59%)	3.17 (89.26%)	3.76 (92.36%)	3.97 (92.85%)	2.88 (87.88%)	3.45 (91.31%)	4.34 (93.82%)	2.36 (83.55%)	5.41 (96.14%)
14	3.26 (89.59%)	3.25 (89.26%)	3.88 (92.36%)	3.98 (92.85%)	2.90 (88.37%)	3.62 (91.32%)	4.40 (93.82%)	2.42 (83.55%)	5.50 (96.26%)
15	3.37 (89.59%)	3.33 (89.26%)	3.91 (92.36%)	4.05 (92.95%)	2.95 (88.44%)	3.81 (91.32%)	4.41 (93.85%)	2.49 (83.56%)	5.55 (96.26%)
16	3.41 (90.48%)	3.37 (90.11%)	3.96 (92.36%)	4.07 (92.95%)	3.01 (88.52%)	3.84 (91.84%)	4.50 (93.86%)	2.51 (83.68%)	5.77 (96.26%)
17	3.58 (92.03%)	3.55 (91.86%)	4.17 (92.38%)	4.25 (93.39%)	3.14 (91.28%)	3.86 (91.84%)	4.51 (93.91%)	2.75 (89.82%)	5.83 (96.26%)
18	3.63 (92.03%)	3.62 (91.86%)	4.18 (93.09%)	4.31 (93.39%)	3.31 (91.28%)	4.05 (91.97%)	4.59 (94.16%)	2.85 (89.82%)	5.94 (96.26%)
19	3.91 (92.03%)	3.94 (91.86%)	4.36 (93.09%)	4.42 (93.48%)	3.64 (91.28%)	4.12 (93.19%)	4.71 (94.16%)	3.12 (89.82%)	6.19 (96.26%)
20	3.97 (92.04%)	3.98 (91.87%)	4.40 (93.52%)	4.50 (93.76%)	3.70 (91.29%)	4.21 (93.20%)	4.83 (94.17%)	3.26 (89.95%)	6.31 (96.26%)

5.4.2.1 Análise dos modos de vibração

Analisando os resultados da massa participativa associada a cada modo de vibração (Tabelas 3 e 4), verifica-se que os modos 1 e 3 são os que apresentam uma maior participação de massa. Note-se que os valores estão apresentados em massa acumulada, tendo sido atingida aproximadamente 90% de massa participativa ao fim de vinte modos de vibração, para todas as soluções. A Figura 77 ilustra os modos de vibração 1 e 3, correspondentes à solução 1, como exemplo, visto que ambos esses modos apresentam configurações de deformada semelhantes em todas as soluções.

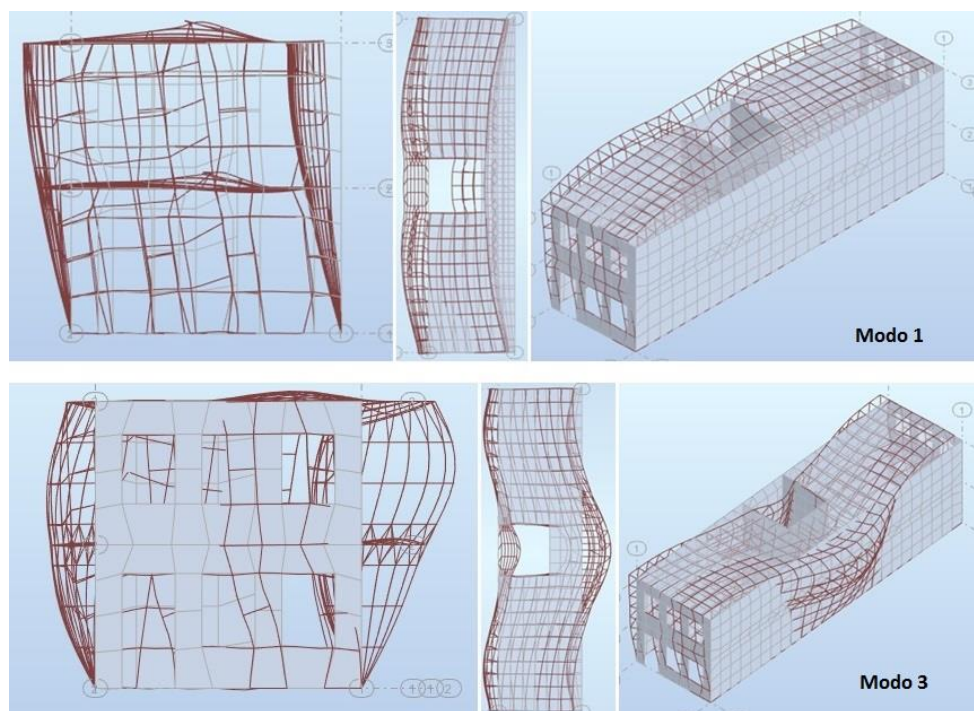


Fig. 78 – Modos de vibração 1 e 3 da solução 1 em vista frontal, vista em planta e vista axonométrica, respetivamente da esquerda para a direita

Em todas as soluções foram verificadas deformadas de configuração similar até ao 6º modo de vibração, exceto no caso do pavimento de betão em que as deformadas diferem a partir do 4º modo de vibração. O 1º modo é fundamentalmente de translação segundo Y, tal como se vê na Figura 77. No anexo A1 encontram-se representadas as deformadas dos modos de vibração correspondentes à solução 3, e os modos de vibração 1 e 3 da solução 9 (pavimento de betão).

De uma forma geral, observando as Tabelas 3 e 4, e consultando a Tabela 2, verifica-se que as soluções mais rígidas no plano do pavimento correspondem às soluções com maiores valores de frequência natural da estrutura. O pavimento de betão apresenta valores de frequência mais elevados que as restantes soluções, dada a sua rigidez superior, ao passo que no pavimento original observam-se os valores mais baixos.

As soluções 1 e 2 originam valores de frequência muito próximos, tendo também valores de rigidez aproximados. A solução 5, menos rígida, verifica os menores valores de frequência natural, de entre as soluções de reforço. As soluções 3 e 4, de frequências superiores às das soluções 1 e 2, verificam também valores de frequência semelhantes entre elas. Os valores de frequências da solução 6 encontram-se entre os valores obtidos nas duas primeiras soluções e os

das soluções 3 e 4. Por fim, na solução 7 obtiveram-se frequências superiores às restantes soluções, excetuando o pavimento de betão.

5.4.3 ANÁLISE SÍSMICA

5.4.3.1 Definição da ação sísmica

A análise sísmica irá depender da natureza da ação sísmica atuante na estrutura. Em Portugal são consideradas diversas zonas sísmicas, consoante se trate de um sismo do tipo 1 ou tipo 2. A ação sísmica tipo 1 tem epicentro em território continental enquanto a ação sísmica tipo 2 é proveniente de um sismo afastado, com epicentro no mar.

Dado o modelo em análise representar um edifício típico da cidade do Porto, foi considerada a zona sísmica 1.6, referente à cidade do Porto, para o sismo tipo 1, e a zona 2.5 para o sismo tipo 2, consultando as tabelas presentes no Anexo Nacional do Eurocódigo 8.

A aceleração máxima de projeto de referência (“agr”), usada para descrever a atividade sísmica, varia conforme o tipo de sismo e zona sísmica, assumindo neste caso o valor de 0.35m/s^2 para a ação sísmica do tipo 1, e 0.8m/s^2 para a ação sísmica do tipo 2 (quadro NA.I do Anexo Nacional do Eurocódigo 8). O valor da aceleração de projeto em terreno rochoso (“ag”) é dado pela equação (5), de acordo com o Eurocódigo 8, em que γ_I é o coeficiente relativo à classe de importância da estrutura em estudo, assumindo o valor de 1.0 neste caso, correspondente a uma classe de importância II (Quadro 4.3 do Eurocódigo 8).

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gr} \quad (5)$$

São assim obtidos os valores de $a_g=0.35\text{m/s}^2$ para o sismo tipo 1 e $a_g=0.8\text{ m/s}^2$ para o sismo tipo 2, posteriormente usados para definição da ação sísmica no programa de cálculo numérico.

Para a realização da análise sísmica foi utilizado o espectro de resposta elástica de acelerações para as componentes horizontais da ação sísmica, preconizado no Eurocódigo 8 (Figura 78).

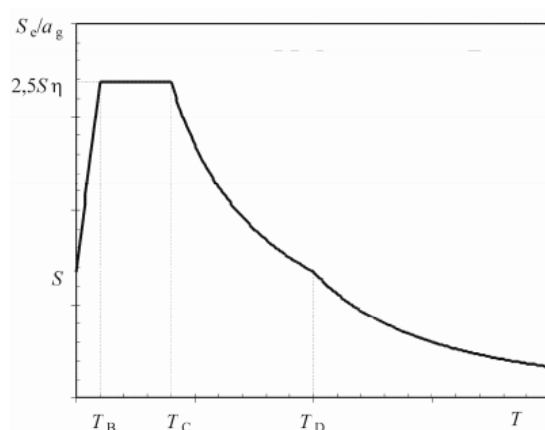


Fig. 79 – Configuração do espectro de resposta elástica (EN 1998:2010)

$S_e(T)$ representa o espectro de resposta elástica, T é o período de vibração de um sistema linear com 1 grau de liberdade, η é o coeficiente de correção do amortecimento, tomando o valor de referência de $\eta=1$ para 5% de amortecimento viscoso, de acordo com a EN 1998:2010. Os valores dos parâmetros T_B , T_C e T_D encontram-se indicados na Tabela 5, correspondentes à situação em estudo. Estes últimos dependem do tipo de terreno em que está inserida a estrutura a analisar, bem como o parâmetro S (coeficiente do solo). No caso em estudo, é analisado um modelo típico da cidade do Porto, tendo sido adotado um terreno do tipo A (rochoso). Assim, recorrendo ao quadro NA-3.2 do Anexo A do Eurocódigo 8, foram atribuídos os valores apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2

Ação Sísmica	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
Tipo 1	1.0	0.1	0.6	2.0
Tipo 2	1.0	0.1	0.25	2.0

Definidos os parâmetros de caracterização das ações sísmicas atuantes na estrutura, foi considerado o método de sobreposição modal designado por “Combinação Quadrática Completa”, adequado para combinar “as respostas máximas dos modos de vibração com qualquer relação de frequências entre si” (Delgado, 2013). De seguida, será possível observar as modificações que a estrutura irá sofrer consoante as soluções de pavimento usadas, nomeadamente em termos de deslocamentos e de tensões atuantes na estrutura.

5.4.4 DESLOCAMENTOS NA ESTRUTURA

Para efeitos de comparação entre as diferentes soluções de pavimento, foram medidos os deslocamentos em pontos estratégicos da estrutura, de forma a comparar o comportamento da estrutura sob ação das cargas sísmicas do tipo 1 e do tipo 2.

Foram medidos os deslocamentos nos pontos A (ponto médio da parede) e B da estrutura, indicados na Figura 79, localizados na parede resistente perpendicular à ação sísmica, ao nível do último piso.

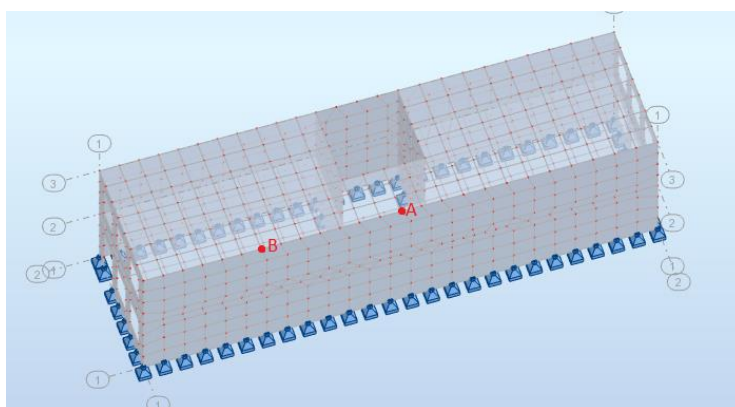


Fig. 80 – Pontos de medição dos deslocamentos na parede resistente face às ações sísmicas

Na Tabela 6 e na Tabela 7, estão indicados os valores de deslocamentos referentes aos pontos A e B, para cada solução de pavimento, e para as ações sísmicas de tipo 1 e tipo 2. Para além desses

pontos, foi também medido o deslocamento máximo global da estrutura ($\delta_{\text{máx}}$), servindo para efeitos de comparação nos casos em que ocorre na mesma zona do edifício, para as diferentes soluções de reforço.

Tabela 6 – Deslocamentos fora do plano da parede resistente para a ação sísmica tipo 1, em mm

Ponto	Sol.1	Sol.2	Sol.3	Sol.4	Sol.5	Sol.6	Sol.7	Sol.8	Sol.9
$\delta_{\text{máx}}$	23	22	19	19	24	20	17	29	16
A	21	21	18	17	22	19	15	29	14
B	18	17	15	15	19	16	14	25	14
Desvio entre A e B	3	4	3	2	3	3	1	4	0

Tabela 7 – Deslocamentos fora do plano da parede resistente para a ação sísmica tipo 2, em mm

Ponto	Sol.1	Sol.2	Sol.3	Sol.4	Sol.5	Sol.6	Sol.7	Sol.8	Sol.9
$\delta_{\text{máx}}$	22	21	19	18	23	20	16	28	15
A	20	20	17	17	21	18	15	28	14
B	17	17	15	14	18	15	13	24	13
Desvio entre A e B	3	3	2	3	3	3	2	4	1

Os deslocamentos máximos globais ($\delta_{\text{máx}}$) verificados na estrutura e indicados nas Tabelas 6 e 7, ocorreram no ponto da estrutura indicado na Figura 80, para ambas as ações sísmicas. Os valores dos deslocamentos máximos das soluções 7 e 9, mais rígidas, foram obtidos em pontos diferentes dos das restantes soluções.

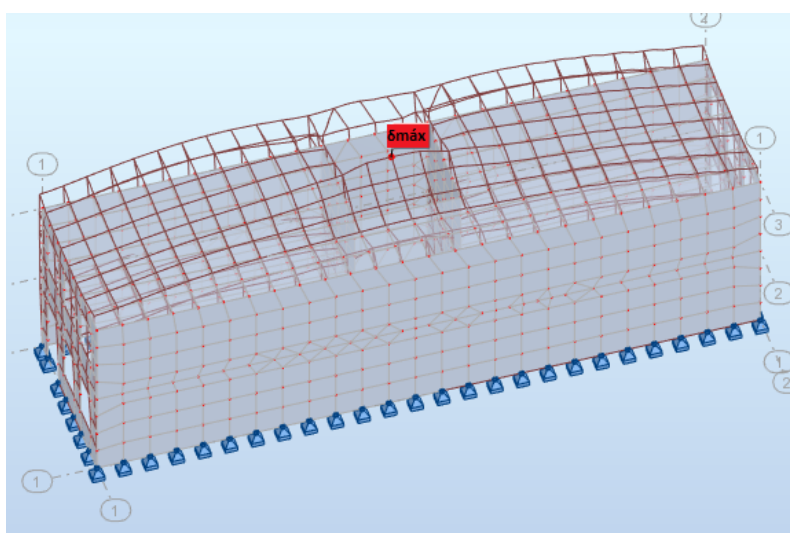


Fig. 81 – Ponto de deslocamento máximo na estrutura sujeita à ação sísmica na direção Y

5.4.4.1 Análise de resultados

Por comparação dos resultados das Tabelas 6 e 7 nota-se uma ligeira diminuição de valores dos resultados da ação sísmica tipo 1 para a ação sísmica tipo 2. A ação sísmica tipo 2 caracteriza-se por ser um sismo de longa duração e conteúdo em frequências mais baixas do que a ação sísmica tipo 1 que apresenta menor duração (Arêde *et al.*, 2012). Neste caso, dado os resultados, irá ser considerada para a análise dos deslocamentos e tensões apenas a ação sísmica tipo 1.

Examinando a Tabela 6 confirma-se que os pavimentos mais flexíveis provocam deslocamentos máximos superiores. O pavimento de betão (solução 9) tem um comportamento aproximado ao de diafragma rígido, apresentando baixa deformação no seu plano, não havendo variação de deslocamentos entre o ponto A e B. O pavimento não reforçado (solução 8), sendo também o que acusa menor rigidez no plano, demonstra uma maior deformação no plano, apresentando maiores valores de deslocamentos e de desvio entre o ponto A e B.

Quanto às soluções de reforço, a solução 7, de maior rigidez no plano, é a que apresenta um melhor comportamento provocando menores deslocamentos para fora do plano da parede de alvenaria, e deformando-se menos que as restantes soluções.

Relativamente às restantes soluções, foram obtidos valores semelhantes entre as soluções 3, 4 e 6, com deslocamentos um pouco superiores aos da solução 7. As soluções 1, 2 e 5 apresentam os maiores valores de deslocamentos, em relação ao pavimento não reforçado.

5.4.5 TENSÕES NA ESTRUTURA

Para a avaliação do desempenho do edifício consoante as diversas medidas de reforço aplicadas nos pavimentos, foram registadas e comparadas as tensões axiais no plano das paredes resistentes perpendiculares à direção da ação sísmica (“parede 1” e “parede 3”), as tensões de corte na parede resistente da fachada do edifício paralela à ação sísmica (“parede 2”) e as tensões de corte e axiais no pavimento do piso superior da estrutura. Será considerada apenas a ação sísmica tipo 1 para a análise das tensões e comparação entre as diferentes soluções de pavimento.

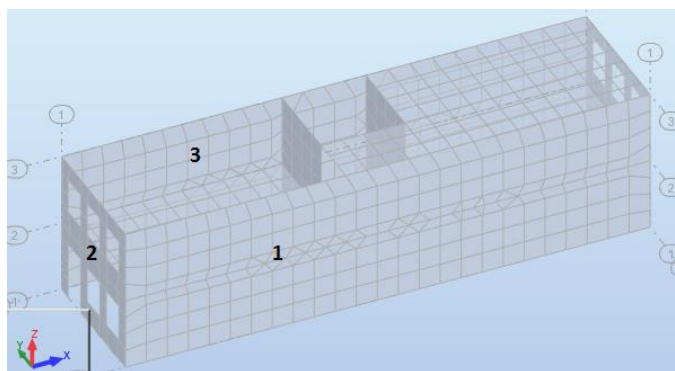


Fig. 82 – Paredes resistentes utilizadas na análise de tensões

Nas paredes de alvenaria 1 e 3, são analisadas as tensões nas direções X e Z, em coordenadas globais. Na parede de fachada são verificadas as tensões de corte (direção YZ) e no pavimento são também avaliadas as tensões de corte (direção XY), bem como as tensões nas direções X e Y. Na análise que se segue, as direções mencionadas para a análise das tensões nos elementos estruturais referidos dizem respeito às coordenadas globais na estrutura, indicadas na Figura 81.

5.4.5.1 Parede resistente 1

Para a avaliação das tensões atuantes na parede 1, perpendicular à direção da ação sísmica, para cada solução de pavimento, são analisados os mapas de tensões axiais obtidos no programa de cálculo numérico na face exterior da parede, ao invés do plano médio onde as tensões axiais seriam menores. No anexo A2 encontram-se os mapas de tensões axiais obtidos.

5.4.5.1.1 Direção X

De uma forma geral, a distribuição de tensões na direção X ao longo da parede de alvenaria 1, comporta-se como representado na solução 5, ilustrada na Figura 82, verificando-se os valores mais elevados de tensão na zona dos limites de menor dimensão da parede. A Figura 82 mostra os mapas de tensões relativos às soluções 4, 5 e 8. Foi utilizada uma escala com o limite superior de 0,07MPa, para todas as soluções.

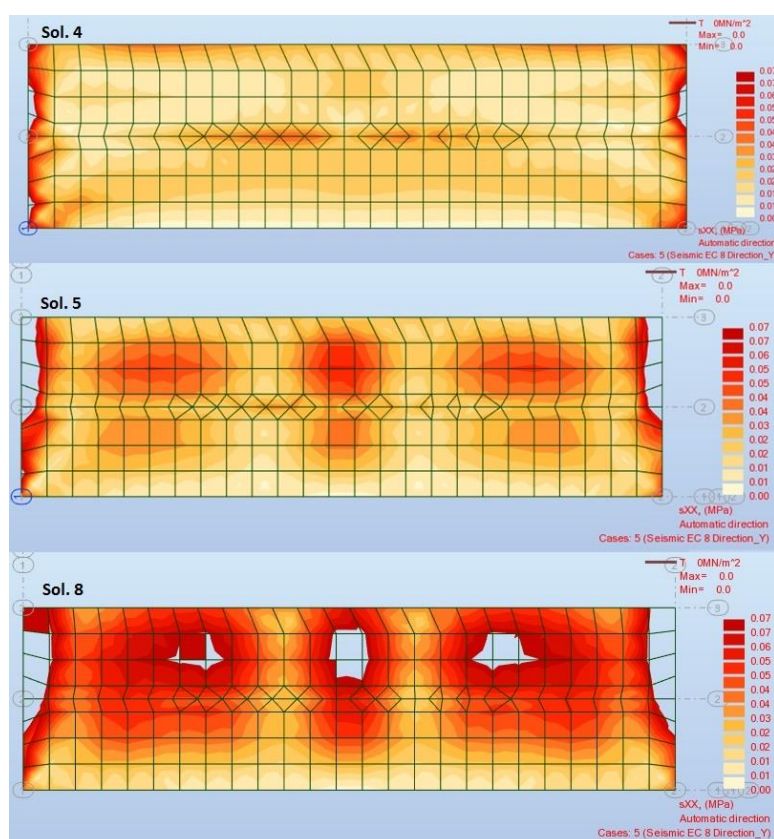


Fig. 83 – Distribuição de tensões na parede 1, direção X, para as soluções 4, 5 e 8 (original)

Analisando os mapas de tensões respeitantes às diversas soluções de pavimento, verifica-se que o pavimento das soluções 3, 4, 6 e 7 originam os melhores resultados, apresentando valores de tensões menores relativamente às restantes soluções. Nestes casos, verificou-se alguma concentração de tensões na zona da parede ao nível do primeiro piso.

As soluções 1, 2 e 5 produziram resultados semelhantes entre si, um pouco superiores aos das soluções anteriores, apresentando valores de tensões máximos de cerca de 0,05MPa na zona central entre os pavimentos, e de 0,15MPa nos limites extremos de menor dimensão da parede,

enquanto que as soluções referidas anteriormente têm uma predominância de tensões de cerca de 0,03MPa na zona central da parede, ao nível do pavimento do piso inferior, e de 0,08MPa nos limites extremos referidos.

Todas as soluções com os pavimentos reforçados (soluções 1 a 7) produziram valores de tensões inferiores às do pavimento original, não reforçado, cuja distribuição de tensões está representada na Figura 82. Neste caso, foram atingidas tensões de cerca de 0,08MPa nas zonas entre os pavimentos, e um máximo de aproximadamente 0,20MPa nas zonas próximas dos cantos superiores da parede. Note-se que não é possível ler estes valores recorrendo aos mapas da Figura 82, dado serem superiores a 0,07MPa, tendo sido utilizada uma escala de tensões mais alargada para esse efeito.

Quanto ao pavimento de betão, verificou-se um aumento de valores máximos de tensão nas zonas ao longo do comprimento do piso inferior comparativamente com as restantes soluções, bem como um aumento de concentração de tensões na zona dos cantos inferiores da parede, não se tendo registado valores significativos nas áreas da parede compreendidas entre pavimentos.

5.4.5.1.2 Direção Z

Na direção Z, foi adotada uma escala de limite máximo 0,10MPa. Encontram-se representadas na Figura 83 as distribuições de tensões na direção Z, relativas aos pavimentos 1 e 8, a título de exemplo.

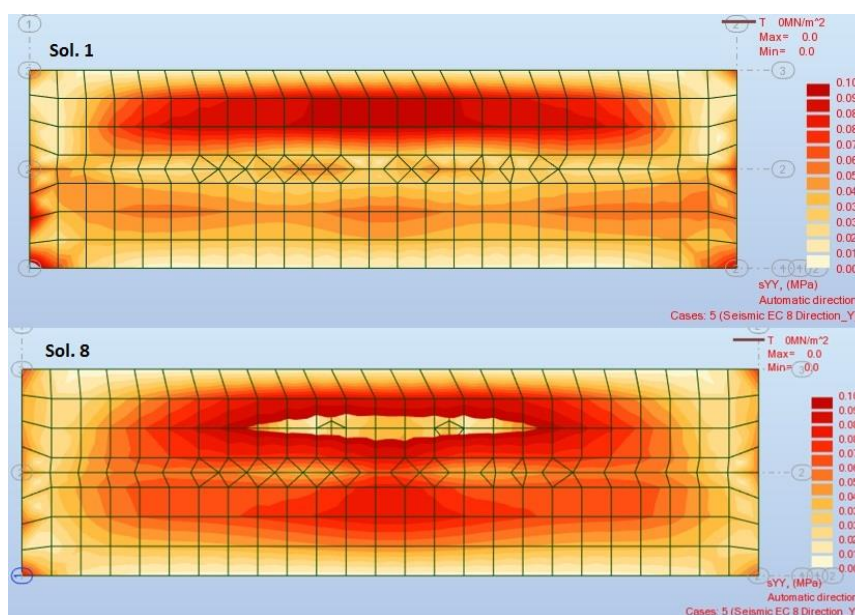


Fig. 84 – Distribuição de tensões na parede 1, direção Z, para as soluções 1 e 8 (original)

Nesta direção, houve uma semelhança de distribuição de tensões ao longo da parede para as soluções 1, 2, 3, 4 e 6. Apenas a solução 4 apresentou valores de tensões ligeiramente superiores na zona compreendida entre a base da parede e o primeiro piso.

As soluções 5 e 7 originaram tensões maiores do que as restantes soluções de reforço, observando-se valores de cerca de 0,10MPa entre o primeiro piso e o último.

Em todas as soluções de reforço foram verificados decréscimos de tensões na direção Z, comparativamente com a solução do pavimento original. O pavimento de betão, no entanto, originou tensões mais elevadas que o pavimento original, observando-se valores de tensões superiores a 0,10MPa em grande parte da parede resistente. Os valores máximos foram registados na zona do primeiro piso, com cerca de 0,16MPa. Tal situação pode-se dever ao facto do pavimento de betão ter uma massa superior às restantes soluções, induzindo um aumento de cargas verticais na parede resistente, para além de induzir um aumento de forças sísmicas proporcionais ao aumento de massa verificado, relativamente à estrutura original.

5.4.5.2 Parede resistente 2

Neste caso, serão analisadas as tensões de corte no plano da parede resistente 2, medidas ao nível do plano médio da parede, tendo sido adotada uma escala de tensões com um limite máximo de 0,08MPa, para todas as soluções. Os mapas de tensões ilustrados na Figura 84 dizem respeito às soluções 5 e 7.

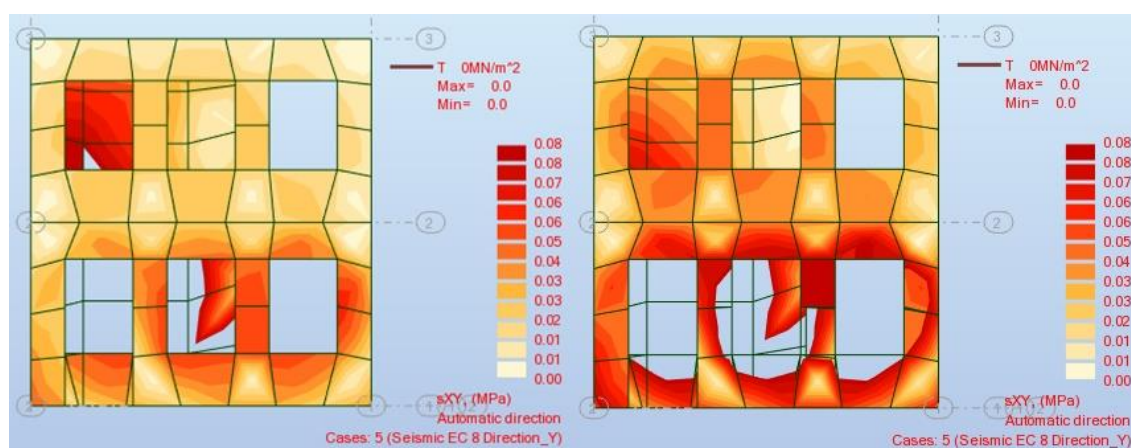


Fig. 85 – Mapa de tensões de corte no plano da parede de fachada para as soluções 5 (esquerda) e 7 (direita)

Os melhores resultados foram obtidos na solução 5, representada na Figura 84, com tensões máximas de cerca de 0,05MPa, e para as soluções 1 e 2, que originaram uma distribuição de tensões semelhante à da solução 5, com valores máximos de tensões próximos de 0,06MPa.

Os valores mais altos de tensão foram registados para a solução de reforço 7 (Figura 84), observando-se uma grande concentração de tensões na zona das aberturas inferiores. O pavimento de betão origina tensões mais elevadas do que a solução 7, atingindo valores máximos de tensão de aproximadamente 0,13MPa na zona das aberturas.

As soluções 3 e 4 apresentam resultados semelhantes entre si, com tensões um pouco mais elevadas do que as soluções 1 e 2, alcançando valores superiores a 0,08MPa. Os resultados da solução 6 situam-se entre o desempenho das soluções 1 e 2, e o das soluções 3 e 4, registando valores máximos de tensão de cerca de 0,07MPa.

O pavimento original apresenta os valores de tensões máximas menores, de cerca de 0,03MPa. Em todos os casos, verifica-se uma maior concentração de tensões de corte nas zonas das aberturas das janelas inferiores.

5.4.5.3 Parede resistente 3

5.4.5.3.1 Direção X

Para a análise das tensões atuantes segundo a direção X na parede de alvenaria 3, foi utilizado um limite superior de 0,07MPa na escala de cores do mapa de tensões. Neste caso, os melhores resultados foram observados nas soluções dos pavimentos de maior rigidez. De um modo geral, as soluções de reforço geraram distribuições de tensões similares, com uma maior concentração de tensões nas áreas entre os pavimentos e nas zonas coincidentes com o alinhamento em altura das paredes de tabique (Figura 85). Todas as soluções causaram um decréscimo de tensões na parede resistente, relativamente à solução do pavimento não reforçado. Neste caso, o pavimento de betão (Solução 9) deu origem aos menores valores de tensões, seguido da solução 7 (pavimento de maior rigidez em relação às restantes soluções de reforço).

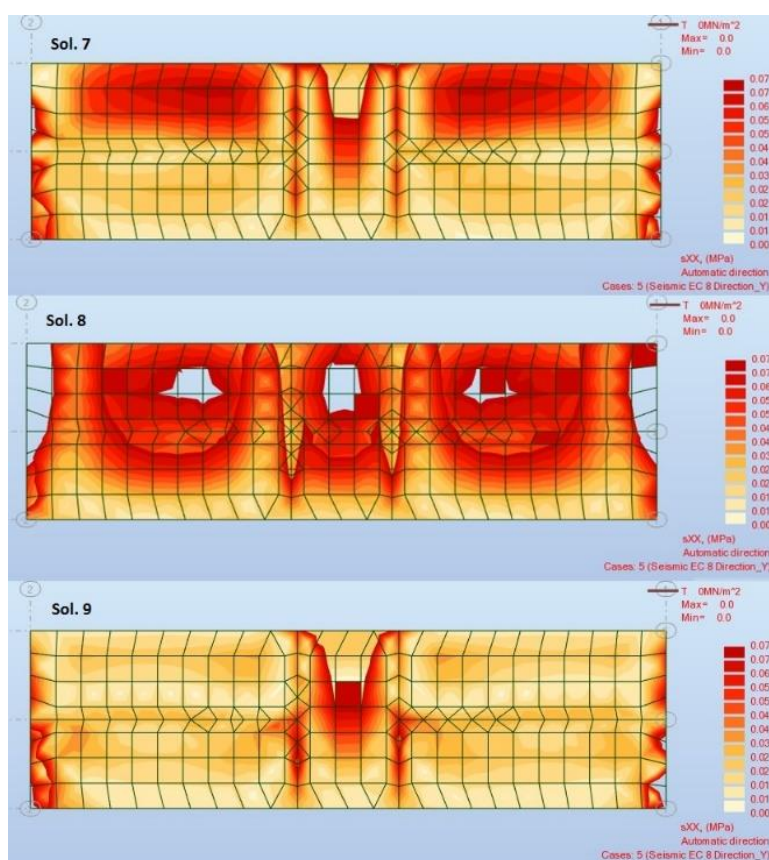


Fig. 86 – Tensões na parede resistente 3 para as soluções 7, 8 (original) e 9 (pavimento de betão), na direção X

5.4.5.3.2 Direção Z

Relativamente às tensões segundo a direção Z, no plano da parede 3, foi adotado um limite máximo de 0,10MPa na escala de cores do mapa de tensões obtido através do programa de cálculo numérico. Foi observada uma distribuição de tensões semelhante nas soluções de reforço 1 a 7, tendo-se verificado uma maior concentração de tensões na área de parede compreendida entre os pavimentos, e nos limites extremos laterais da parede, tal como é visível na Figura 86, observando o mapa de tensões da solução 7. Na solução 9 (pavimento de betão) as tensões mais elevadas

verificaram-se principalmente ao nível do pavimento inferior, e nos limites laterais da parede (Figura 86).

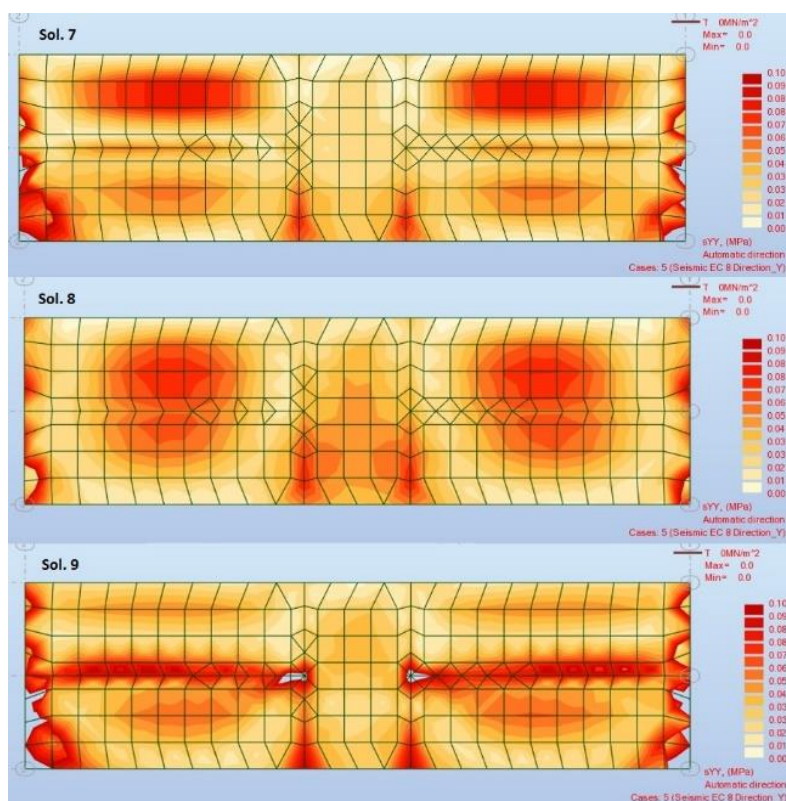


Fig. 87 – Tensões na parede resistente 3 para as soluções 7, 8 e 9, na direção Z

5.4.5.4 Tensões no pavimento do piso superior

Para a avaliação da distribuição de tensões no pavimento do piso superior da estrutura, foi utilizada uma escala de cores com o limite de 0,15MPa, uma vez que ocorrem valores de tensões superiores aos obtidos nas paredes de alvenaria, de uma forma geral, sendo necessário um aumento de escala.

São analisadas as tensões axiais na direção X (maior dimensão do pavimento) e direção Y (menor dimensão) e as tensões de corte na direção XY. Em todos os casos são medidas as tensões ao nível do plano médio do pavimento.

5.4.5.4.1 Direção X

Na direção X foram registados os mapas de tensões apresentados no Anexo A5 da dissertação, estando ilustrados na Figura 87 os mapas relativos às soluções 1, 2 e 7, a título de exemplo.

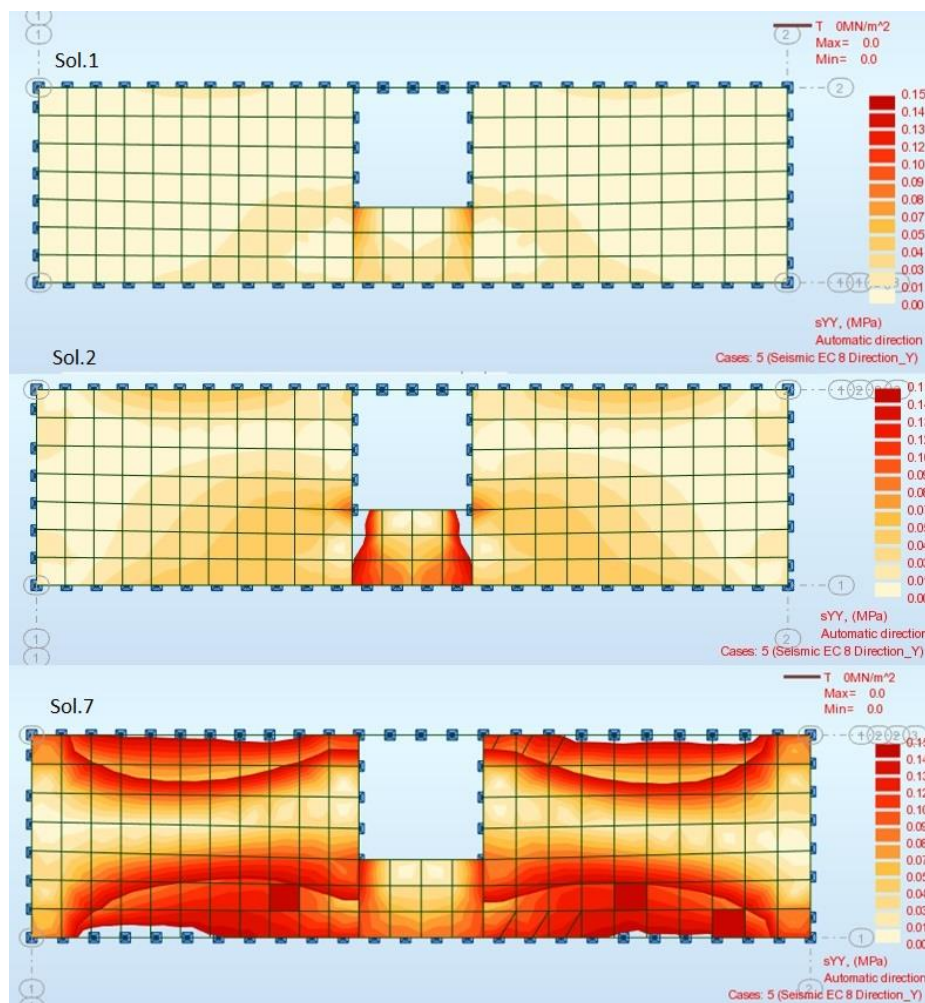


Fig.88 – Tensões registadas no pavimento superior na direção X, para as soluções 1, 2 e 7

Por observação dos mapas obtidos, verifica-se que as soluções com menores valores de tensões ao longo do pavimento na direção X são as soluções 1, 3 e 4. No entanto, nos casos 3 e 4, ocorre um ligeiro acréscimo de tensões nas zonas dos limites extremos da maior dimensão do pavimento, relativamente à solução 1, havendo um aumento de tensões máximas de cerca de 0,02MPa para 0,05MPa. Estas soluções obtiverem menores tensões comparativamente com o pavimento original.

A solução 5 originou um mapa de tensões semelhante ao da solução 2 (Figura 85), apresentando ambos uma distribuição de tensões muito aproximada da obtida para o pavimento original. As tensões mais elevadas destas soluções verificam-se na zona central do pavimento, junto à caixa de escadas, sendo atingidos valores máximos de tensões de cerca de 0,30MPa nessa zona.

A solução 6 origina valores de tensões ligeiramente superiores aos das soluções 2 e 5 nos limites extremos de maior dimensão do pavimento, havendo um acréscimo de valores máximos de tensão de cerca de 0,03MPa para 0,08MPa nessa zona.

Quanto à solução 7, observam-se valores de tensões de aproximadamente 0,15MPa em várias partes do pavimento, como é visível na Figura 87, mais elevados que nas restantes soluções, e superiores a 0,15MPa nos limites extremos das maiores dimensões do pavimento. Na verdade,

utilizando uma escala de tensões mais alargada observam-se tensões de cerca de 0,30MPa nos limites extremos referidos, para a solução 7. Esta solução originou uma configuração muito semelhante à obtida pelo pavimento de betão, embora neste último caso, sejam atingidas tensões de aproximadamente 0,30MPa na zona próxima do limite exterior da maior dimensão do pavimento, do lado da caixa de escadas, e cerca de 0,70MPa na zona do outro limite exterior da maior dimensão do pavimento.

5.4.5.4.2 Direção Y

Na direção Y, paralela à direção da ação sísmica, foi também utilizada uma escala de tensões até ao valor de 0,15MPa, para todos os pavimentos.

De um ponto de vista geral, as soluções 1, 3 e 4 geraram as tensões mais baixas, mantendo os valores de tensão baixos ao longo de todo o pavimento, e atingindo um máximo de cerca de 0,08MPa na zona dos cantos inferiores da caixa de escadas nos casos 1 e 4, e de aproximadamente 0,10MPa no caso 3. A Figura 88 indica as tensões para as soluções 3 e 4.

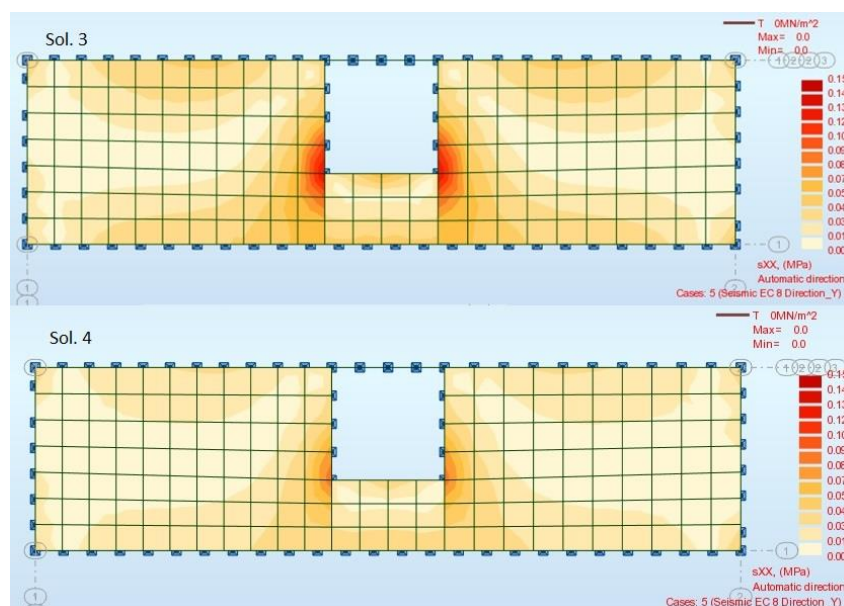


Fig.89 – Tensões nos pavimentos superiores das soluções 3 e 4, na direção Y

As soluções 2, 5 e 6 originaram tensões mais elevadas do que as anteriores, atingindo valores superiores a 0,15MPa na zona próxima da caixa de escadas, de acordo com o mapa da solução 5 (Figura 89), similar ao das outras duas soluções. Estes resultados são também similares aos obtidos com o pavimento original (i.e., não reforçado).

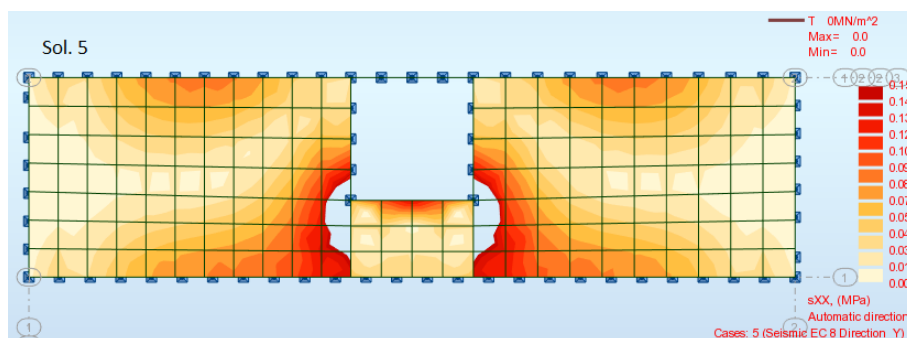


Fig.90 – Tensões no pavimento da solução 5, na direção Y

Quanto ao pavimento 7, ilustrado na Figura 90, é a solução onde são alcançados maiores valores de tensões, principalmente na zona central que acompanha os limites da caixa de escadas. Em todos os cantos exteriores do pavimento é ultrapassado o valor de 0,15MPa (embora possa não ser perceptível na Figura 90, devido à sobreposição com o pavimento do piso inferior).

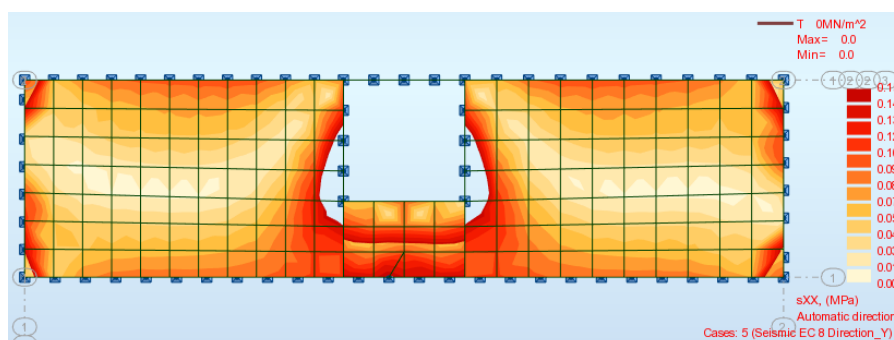


Fig.91 – Tensões no pavimento da solução 7, na direção Y

As tensões no pavimento de betão (solução 9) são baixas em quase toda a sua área, aproximadamente inferiores a 0,05MPa, exceto na zona central do limite extremo da maior dimensão do pavimento, oposto à caixa de escadas, em que são atingidos valores máximos de cerca de 0,80MPa, consultando uma escala mais alargada de valores.

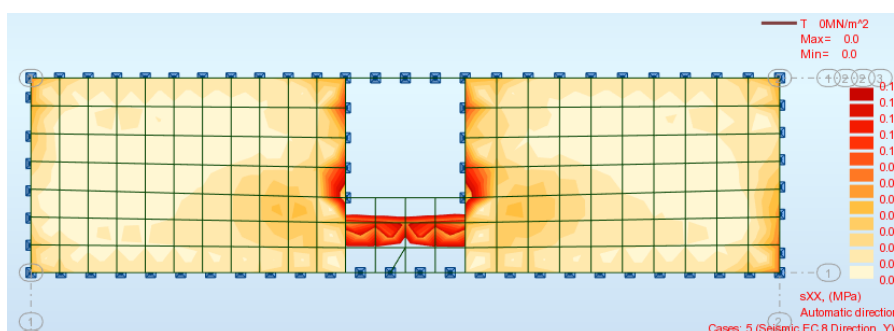


Fig. 92 – Tensões no pavimento de betão (solução 9), na direção Y

5.4.5.4.3 Direção XY

Relativamente às tensões de corte que atuam nos pavimentos sob as diversas soluções de reforço e sujeitos à ação sísmica segundo Y, foi igualmente considerada uma escala de valores com limite máximo de 0,15MPa. As tensões de corte máximas foram originadas aproximadamente nas mesmas zonas do pavimento, para todas as soluções, havendo uma maior concentração de tensões nas zonas centrais próximas dos limites extremos de menor dimensão do pavimento. Na Figura 92, estão indicados os mapas de tensão relativos a algumas das soluções.

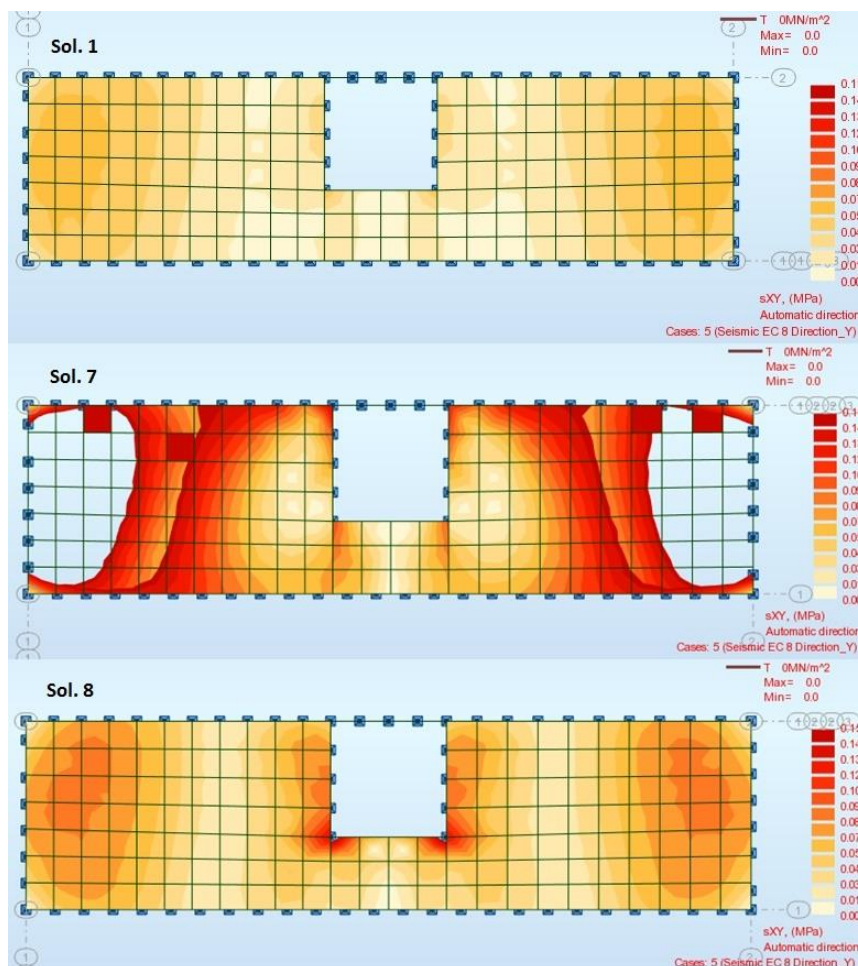


Fig. 93 – Tensões de corte no pavimento superior para as soluções 1, 7 e 8

As tensões mais baixas, neste caso, foram verificadas para as soluções 1 e 4, cujas tensões máximas geradas foram de aproximadamente 0,06MPa e 0,09MPa, respetivamente.

As soluções 2 e 5 obtiveram valores de tensões máximas no pavimento de cerca de 0,17MPa e 0,15MPa, respetivamente, e na solução 3 registaram-se valores máximos próximos de 0,13MPa.

Os valores de tensões de corte mais elevados verificaram-se para os pavimentos das soluções 6 e 7, respetivamente de 0,25MPa e 0,30MPa.

O pavimento não reforçado, para efeitos de comparação com os restantes pavimentos, apresenta resultados de valores de corte máximos de cerca de 0,08MPa nas zonas próximas dos limites de menor dimensão do pavimento, e de 0,12MPa nas proximidades dos cantos “inferiores” da caixa

de escadas. Comparando com as soluções de reforço, apenas o pavimento 1 obteve valores de tensões inferiores ao original, nas zonas dos limites extremos de menor dimensão do pavimento.

Quanto ao pavimento de betão, não foram observadas diferenças significativas de resultados relativamente ao pavimento original, havendo algumas diminuições de tensões nas áreas próximas dos limites exteriores das menores dimensões do pavimento.

Note-se que nos casos em que as tensões excederam o valor de 0,15MPa (limite superior da escala) foram determinados os valores máximos com recurso a escalas de limites superiores. No entanto, para efeitos de comparação são apresentados os mapas de tensões dos pavimentos com escalas de cores equivalentes.

6

CONCLUSÕES

6.1 SÍNTESE DE RESULTADOS

A maioria das construções antigas presentes na cidade do Porto, tipicamente compostas por paredes de alvenaria de pedra e por estruturas horizontais de madeira, são sujeitas a processos de degradação, podendo também apresentar deficientes condições de segurança face a determinadas cargas impostas, horizontais ou verticais. Assim, torna-se necessário a aplicação de técnicas de reforço em pavimentos de madeira, com o intuito de aumentar a sua rigidez e resistência, quer fora do seu plano, no caso de se pretender aumentar a sua capacidade de carga, quer no seu plano, melhorando o seu desempenho face a ações horizontais. Foi neste contexto que o presente trabalho se desenvolveu, procurando avaliar a eficácia de diferentes soluções de reforço aplicadas em pavimentos de madeira.

Em primeira instância, foram avaliadas soluções existentes de técnicas de reforço já testadas experimentalmente, em que, por análise dos dados experimentais disponíveis, foram observadas as melhorias resultantes da sua aplicação relativamente ao pavimento original. Foram também apontadas algumas possíveis vantagens e desvantagens da aplicação destas técnicas, tendo em conta os princípios orientadores do ICOMOS.

Foram assim selecionadas as soluções que se destinavam a aumentar a rigidez no plano do pavimento, para de seguida serem analisadas sob a ação de cargas sísmicas. Recorreu-se ao programa de cálculo numérico “*Robot Structural Analysis*” e desenvolveu-se um modelo baseado na tipologia da “casa burguesa” – edifício antigo típico da cidade do Porto, originário do século XVII. As soluções de reforço selecionadas foram inseridas no modelo, tornando possível avaliar e comparar o desempenho dos pavimentos reforçados, em iguais condições. Sendo a comparação da eficácia das diversas soluções o objetivo principal do trabalho, a sua avaliação passou também pelos efeitos que estas teriam nos restantes elementos estruturais do edifício, sujeitos à ação sísmica.

Neste sentido, foram primeiramente registados os modos de vibração e respetivas frequências de vibração naturais da estrutura para efeitos de comparação das diversas soluções. De seguida foi efetuada uma análise sísmica linear elástica na direção da menor dimensão do edifício, tendo sido registados os deslocamentos máximos sofridos na estrutura (ao nível do piso superior, na parede resistente 1), para cada solução de pavimento reforçado. Note-se que apenas foi contabilizada a ação sísmica isolada, não tendo sido realizadas combinações com outras ações. Considerando que cada elemento estrutural responde à ação sísmica segundo a sua própria rigidez, isto é, os

elementos mais rígidos absorverão maiores cargas sísmicas, irão surgir alterações de tensões na estrutura, importantes para comparar os efeitos resultantes de cada solução de reforço. Também a distribuição de deslocamentos nas paredes resistentes irá variar consoante a rigidez no plano dos pavimentos. Foram então medidas as distribuições de tensões nos pavimentos e nas paredes de alvenaria. Dada a prática de, por vezes, se optar por substituir o pavimento original de madeira por um pavimento composto por outros materiais, ao invés de o reforçar, foi também analisada a influência que um pavimento de betão teria nos elementos estruturais do edifício.

Os resultados obtidos neste estudo, relativos aos modos de vibração, deslocamentos máximos, e tensões observadas na estrutura, permitem concluir que as soluções de reforço, ou substituição do pavimento podem ter uma influência benéfica nas paredes de alvenaria face à ação sísmica, mas agravar a exigência de desempenho do próprio pavimento e/ou vice-versa.

De um modo geral, as soluções 1, 3 e 4, respetivamente respeitantes às medidas de reforço com placas de madeira laminada cruzada (soalho), adição de um soalho e adição de dois soalhos, geraram os melhores resultados, tanto nos pavimentos, como nas paredes de alvenaria.

A solução 5, se analisada isoladamente, apresenta bons resultados nas paredes resistentes, mas introduz maiores tensões de corte no plano dos pavimentos. Os valores das tensões nas paredes resistentes são, contudo, superiores aos obtidos nas soluções 1, 3 e 4. A solução 5 representa ainda a solução de reforço (para além da solução do pavimento original) que induz maiores deslocamentos fora do plano da parede de alvenaria ao nível do piso superior. Tal situação coincide com o facto de esta ser a solução de reforço com o pavimento mais flexível, permitindo uma maior distorção do plano do pavimento.

O pavimento reforçado com a solução 2 (adição de uma tira de metal perfurado na diagonal sobre o pavimento) observa comportamentos semelhantes aos da solução 5, originando também tensões de corte superiores no plano do pavimento, mas não afetando significativamente a exigência ao nível das tensões geradas nas paredes de alvenaria. Esta é também umas das soluções de pavimento menos rígido no seu plano.

A solução 6, em que se opta por adicionar duas tiras de madeira cruzadas sobre o soalho do pavimento, origina valores de tensões um pouco inferiores aos da solução 5 na parede de alvenaria 1 (perpendicular à direção da ação sísmica), embora gere tensões de corte ligeiramente mais elevadas relativamente à solução 5, tanto no plano do pavimento, como na parede de fachada de alvenaria (paralela à direção da ação sísmica).

Na solução 7, são aplicadas pequenas chapas de metal perfurado nas ligações entre cada tábuia do soalho, ao longo de todo o pavimento, conferindo valores de rigidez no plano do pavimento superiores aos das restantes soluções, excetuando o pavimento de betão que tem uma rigidez muito mais elevada que qualquer outra solução avaliada neste estudo. Apesar da solução 7 ser uma solução mais rígida, impondo menores deslocamentos fora do plano da parede de alvenaria perpendicular à direção da ação sísmica, provoca maiores tensões de corte na parede de fachada do edifício, bem como no próprio pavimento, quando comparada esta solução com as soluções de reforço anteriormente referidas.

A substituição do pavimento original por um pavimento de betão (solução 9) reduz as tensões de corte no pavimento que apresenta deformações reduzidas no seu plano. No entanto, nas direções X e Y, são originadas tensões superiores às do pavimento original. Por outro lado, a parede de fachada sofre tensões de corte mais elevadas do que nas restantes soluções analisadas. Relativamente aos efeitos nas paredes resistentes perpendiculares à ação sísmica (paredes 1 e 3),

por observação dos mapas de tensões, verifica-se que o pavimento de betão provoca uma maior concentração de tensões ao longo da zona coincidente com o nível do primeiro piso do edifício.

Em conclusão, poder-se-á considerar que os melhores resultados foram obtidos pelas soluções 1, 3 e 4. As soluções 3 e 4 apresentam resultados muito semelhantes entre si, sendo que a solução 3 tende a ser mais económica face à solução 4, pois apenas implica a adição de um soalho, e não dos dois exigidos pela solução 4. Não obstante, a solução 3 é menos intrusiva que a solução 1, não implicando a remoção do soalho original.

Das soluções analisadas, as soluções 7 e 9 são as mais rígidas, apresentando menores distorções no plano do pavimento. Contudo, aumentam a exigência de desempenho do pavimento nas direções X e Y, bem como as tensões de corte na parede de fachada (parede 2). A solução 7 apresenta valores de tensões de corte no pavimento mais elevadas que a maioria das restantes soluções.

6.2 CONCLUSÕES FINAIS

Em edifícios antigos de alvenaria, procura-se reforçar os pavimentos de madeira no sentido de lhes conferir a maior rigidez possível, com o intuito de ser atingido um bom comportamento de diafragma, importante para o funcionamento global do edifício. No entanto, neste estudo, as soluções de reforço com uma rigidez de cerca de 1200 e 1700KN/m (soluções 3 e 4, respetivamente) originaram menores valores de tensões do que uma solução com uma rigidez de aproximadamente 3900KN/m (solução 7). De modo geral, a maioria das restantes soluções, de rigidez menor, obtiveram resultados piores no comportamento (nível de tensão exigido nas paredes e pavimentos) dos elementos estruturais do edifício.

Note-se, no entanto, que este estudo foi apenas uma primeira abordagem, tendo sido considerada uma análise sísmica linear elástica, quando na verdade, as paredes resistentes de alvenaria apresentam um comportamento não linear. Por outro lado, na análise realizada, foi considerado um edifício de alvenaria isolado, sem considerar as ações de possíveis edifícios adjacentes. Poderá ser assim interessante para trabalhos futuros, a realização de estudos mais aprofundados no âmbito da temática abordada neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amorim, O. M. A. (2016). "Avaliação Experimental do Comportamento de Paredes de Tabique ao Corte no Plano."
- André, A. (2006). Fibres for strengthening of timber structures, Luleå tekniska universitet.
- Arêde, A. and R. Delgado (2012). *Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica*, FEUP, DEC.
- Branco, J. M. (2014). "Reforço de elementos existentes de madeira." Intervir em Construções Existentes de Madeira: 71-86.
- Branco, J. M. and F. Ferreira (2014). Structural repair of decayed old timber end beams. REHAB 2014–International Conference on Preservation, Maintenance and Rehabilitation of Historical Buildings and Structures.
- Branco, J. M., M. P. Jorge and J. Sena-Cruz (2014). Double Span Continuous Glulam Slabs Strengthened with GFRP. Materials and Joints in Timber Structures, Springer: 813-822.
- Branco, J. M., M. Kekeliak and P. B. Lourenço (2015). "In-plane stiffness of timber floors strengthened with CLT." European Journal of Wood and Wood Products **73**(3): 313-323.
- Branco, Jorge M., and Paulo JS Cruz. "Lajes mistas de madeira-betão." (2002).
- Branco, M. (2007). *Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria. Aplicação a edifícios "Gaioleiros"*, Portugal: Instituto Superior Técnico.
- Branco, M. and L. M. Guerreiro (2011). "Seismic rehabilitation of historical masonry buildings." Engineering structures **33**(5): 1626-1634.
- Cardoso, R., M. Lopes and R. Bento (2005). "Seismic evaluation of old masonry buildings. Part I: Method description and application to a case-study." Engineering structures **27**(14): 2024-2035.
- Carvalho, P. (2005). "Património cultural, ordenamento e desenvolvimento: uma nova visão e valorização do território." Cadernos de Geografia(24/25): 2006.
- Coelho, J. D. A. B. (2015). "Avaliação das características mecânicas de pavimentos de madeira antigos utilizando identificação dinâmica."
- Correia, E. A. S. (2013). "Análise e dimensionamento de estruturas de madeira."
- Correia, L. F. O. (2015). "Madeira, métodos construtivos alternativos."
- Costa, A., Arêde, A., Guedes, J., Paupério, E. (2005). "Metodologia de Intervenção no Património Edificado." 2º Seminário. *A Intervenção no Património, Práticas de Conservação e Reabilitação*, Porto.
- Costa Luís Filipe Sampaio, d. (2009). Tipificação de soluções de reabilitação de pavimentos estruturais em madeira em edifícios antigos. Porto, [s. n.].
- Coutinho, J. d. S. (1999). "Materiais de Construção 1. Madeiras." Porto: Universidade do Porto.

- Cruz, H. and L. Nunes (2005). "A madeira como material de construção." Núcleo de Estruturas de Madeira. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.[2008].
- de Almeida, C. M. N. V. (2013). "Paredes de Alvenaria do Porto. Tipificação e Caracterização Experimental."
- de Burra, C. "Austrália, 1980." ICOMOS-Conselho Internacional de Monumentos e Sítios. Disponível em:< http://www.international.icomos.org/burra1999_spa.pdf.
- Cali, A. e Valle, A. (2016) Programa de Pós-graduação em Engenharia, P., J. P. D. d. S. Civil and B. C. Grande "RIGIDEZ NO PLANO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS HORIZONTAIS EM MADEIRA SOB AÇÃO MONOTÔNICA HORIZONTAL."
- CEN (2002a). EN 1990: 2002. Eurocódigo: Bases para o projecto de estruturas. IPQ, Caparica.
- CEN (2002b). EN 1991-1: 2002. Eurocódigo 1: Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. IPQ, Caparica.
- CEN (2004). EN 1995-1-1: 2004. Eurocode 5: Design of timber structure. Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. CEN, Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2005). "EN 1998 - 1 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance." Office for Official Publications of the European Communities. Brussels, Belgium.
- Delgado, J. (2013). Avaliação sísmica de um edifício crítico em alvenaria Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico.
- Dias, T. I., J. P. M. Guedes, A. Costa, E. Paupério and A. Arêde (2008). Análise de pavimentos de madeira através de ensaios in situ. O caso dos edifícios antigos do Porto. CINPAR 2008-4º Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas.
- Dias, T. I. d. M. P. (2008). Pavimentos de madeira em edifícios antigos. Diagnóstico e intervenção estrutural, Universidade de Aveiro.
- Feio, A. O., J. S. Machado and V. M. Cunha (2011). Reabilitação Estrutural: Análise de Técnicas de Reforço em Estruturas de Madeira. CIMAD 11–1º Congresso Ibero-Latino Americano da Madeira na Construção, CIMAD 11–1º Congresso Ibero-Latino Americano da Madeira na Construção.
- Ferreira, Vicente, and Brazao Farinha. "Tabelas Técnicas." Lisboa: Técnica-Associação dos Estudantes do IST (1977).
- Gattesco, N. and L. Macorini (2008). "High reversibility technique for in-plane stiffening of wooden floors." Proceedings SAHC 2008, Structural Analysis of Historic Construction: 1035-1042.
- Gonçalves, R. A. S. (2016). "Avaliação das características mecânicas de pavimentos de madeira antigos."
- ICOMOS. (2004). *Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitectónico do ICOMOS*, ICOMOS

Lourenço, P., P. Roca and C. Modena (2006) "Strengthening and Stiffening Ancient Wooden Floors with Flat Steel Profiles."

Lourenço, P. B. and D. V. Oliveira (2004). *Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico*, Universidade do Minho. Departamento de Engenharia Civil.

Lukaszewska, E., M. Fragiaco and H. Johnsson (2009). "Laboratory tests and numerical analyses of prefabricated timber-concrete composite floors." *Journal of structural engineering* **136**(1): 46-55.

Maia, J. A. F. (2015). Proposta de intervenção em edifícios antigos-Rua de Cedofeita, nº433 e Rua Ferreira Borges, nº 82 Porto, [sn].

Marinelli, A. L., M. R. Monteiro, J. D. Ambrósio, M. C. Branciforti, M. Kobayashi and A. D. Nobre (2008). "Desenvolvimento de compósitos poliméricos com fibras vegetais naturais da biodiversidade: uma contribuição para a sustentabilidade amazônica." *Polímeros: Ciência e Tecnologia* **18**(2): 92-99.

Modena, C., M. Valluzzi, E. Garbin and F. Da Porto (2004). A strengthening technique for timber floors using traditional materials. Proc. of SAHC2004: IV Int. Seminar on structural analysis of historical constructions—possibilities of experimental and numerical techniques. Padova, Italy.

Negrão, João H. (2017). "Reabilitação de estruturas de madeira". Curso de formação. Itecons.

Oliveira, L. K. (2012). "Resistência mecânica da madeira: Estudo da variação mediante ação do fogo."

Pelegrini, S. C. A. (2006). "Cultura e natureza: os desafios das práticas preservacionistas na esfera do patrimônio cultural e ambiental." *Revista Brasileira de História* **26**: 115-140.

Pena, A. (2008). "Análise do comportamento sísmico de um edifício pombalino." *Università tecnica di Lisbona*.

Piazza, M., C. Baldessari and R. Tomasi (2008). The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

Piazza, Maurizio, and Marco Ballerini. "Experimental and numerical results on timber-concrete composite floors with different connection systems." *Proceedings of the 6th World Conference on Timber Engineering*. 2000.

Reis, M. J. M. (2013). "Inspeção e proposta de reabilitação de um edifício de alvenaria de pedra."

Ross, R. J. (2010). "Wood handbook: wood as an engineering material."

Simões, L. A. (2015). Ligação pavimentos/paredes de edifícios antigos. Ensaios e verificações de projeto, Universidade Nova de Lisboa.

Szücs, C. A., R. F. Terezo, Â. do Valle and P. D. de Moraes (2006). "Estruturas de madeira." Notas de aula. Florianópolis.

Talone, F. P. R. (2010). “Avaliação do Impacto dos Pisos como Elemento de Reforço Sísmico de Estruturas de Alvenaria de Pedra”.

Valluzzi, M., E. Garbin, M. Dalla Benetta and C. Modena (2008). Experimental assessment and modelling of in-plane behaviour of timber floors. Proceedings of the 6th international conference on structural analysis of historical constructions–SAHC08, Bath.

Valluzzi, M. R., E. Garbin, M. Dalla Benetta and C. Modena (2010). In-plane strengthening of timber floors for the seismic improvement of masonry buildings. World conference of timber engineering, Italy.

www.estruturasdemadeira.blogspot.pt

www.portaldamadeira.blogspot.pt

www.somapil.com

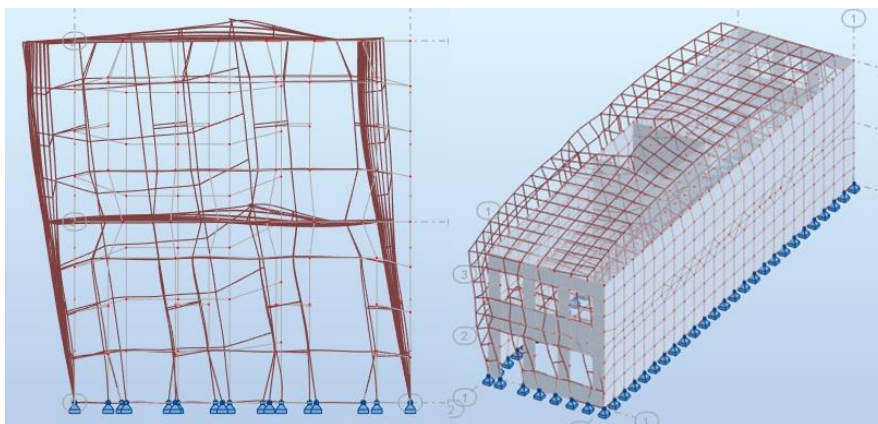
ANEXOS

ANEXO A1

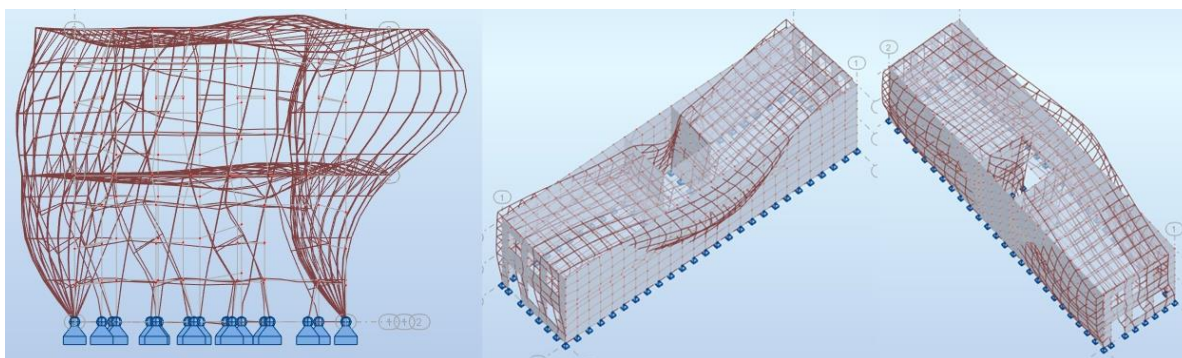
MODOS DE VIBRAÇÃO

SOLUÇÃO 3 (Massas participativas acumuladas)

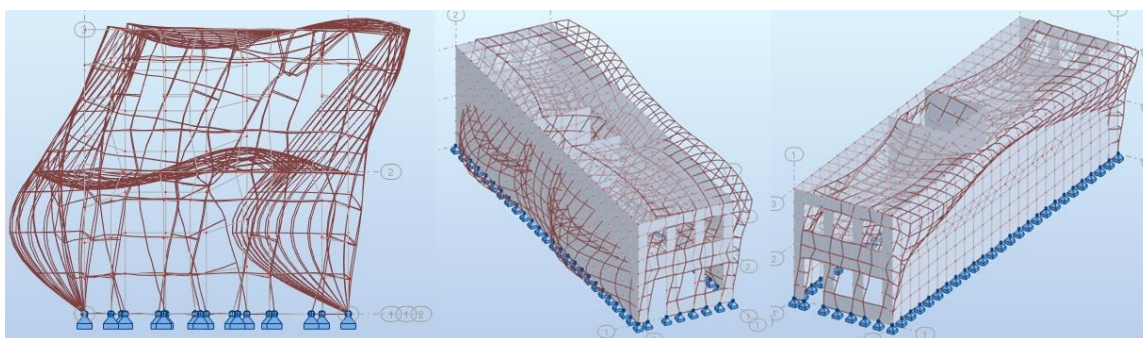
1º Modo – 1.19 Hz (75.27%)



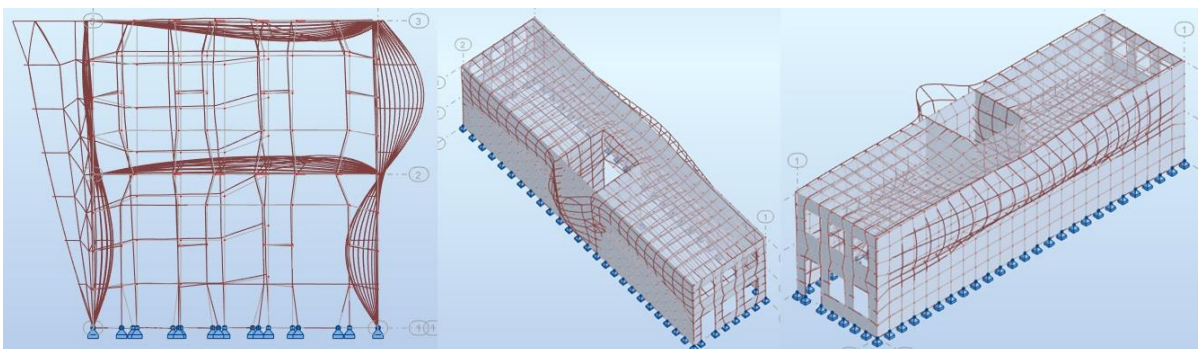
3º Modo – 1.95 Hz (80.71%)



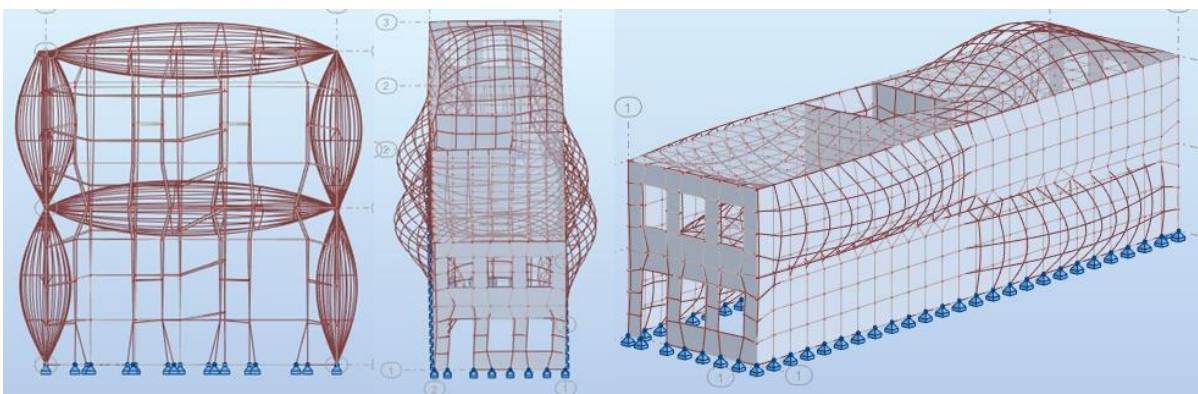
4ª Modo – 2.13 Hz (81.98%)



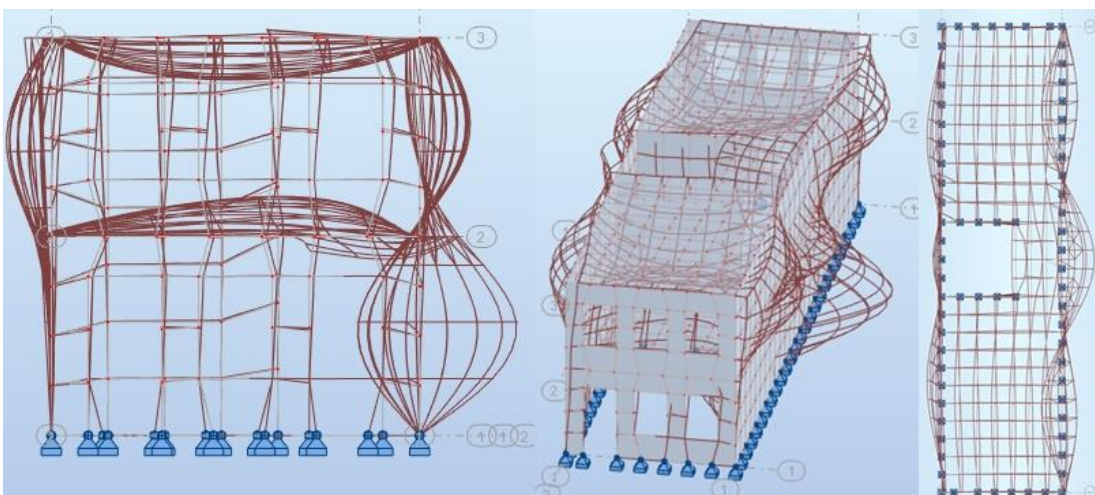
7º Modo – 2.65 Hz (84.83%)



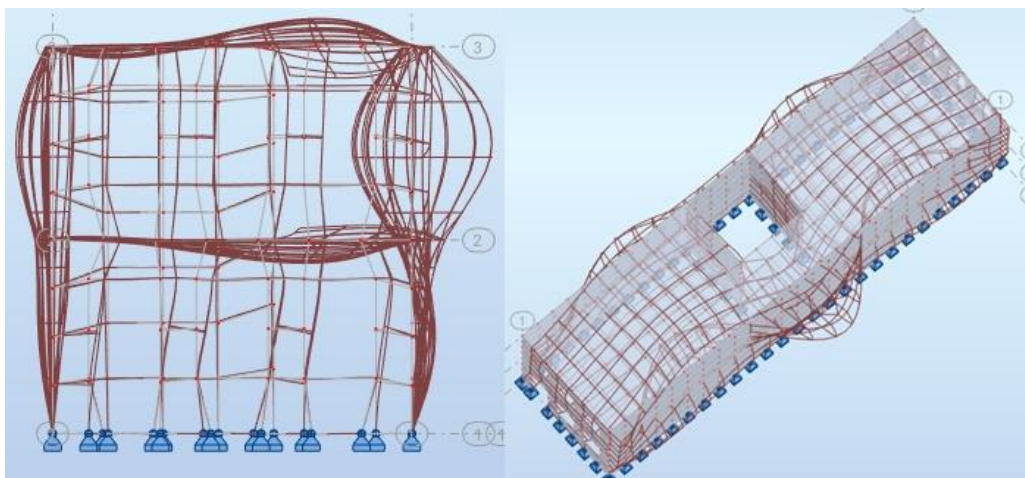
9º Modo – 2.73 Hz (84.84%)



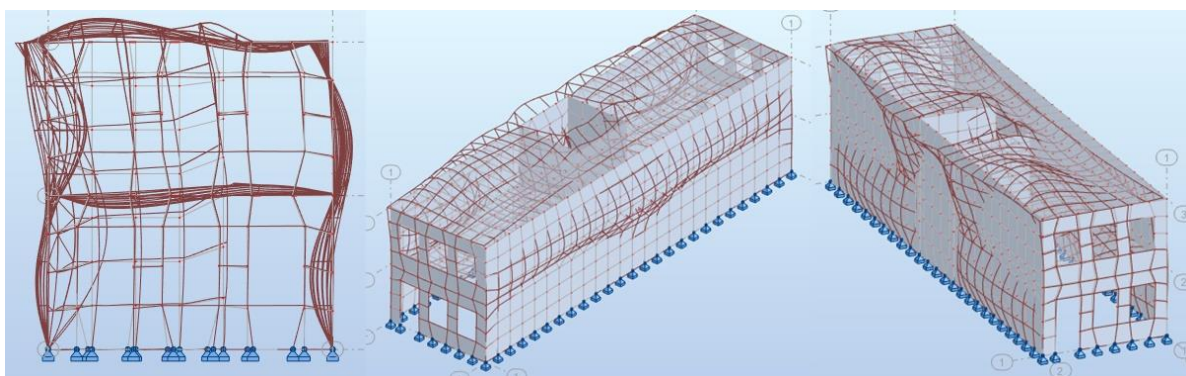
10º Modo – 2.85Hz (89.24%)



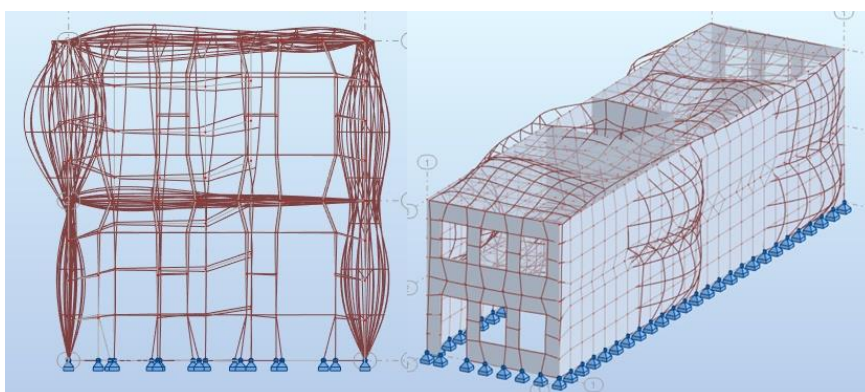
11º Modo – 2.98Hz (89.59%)



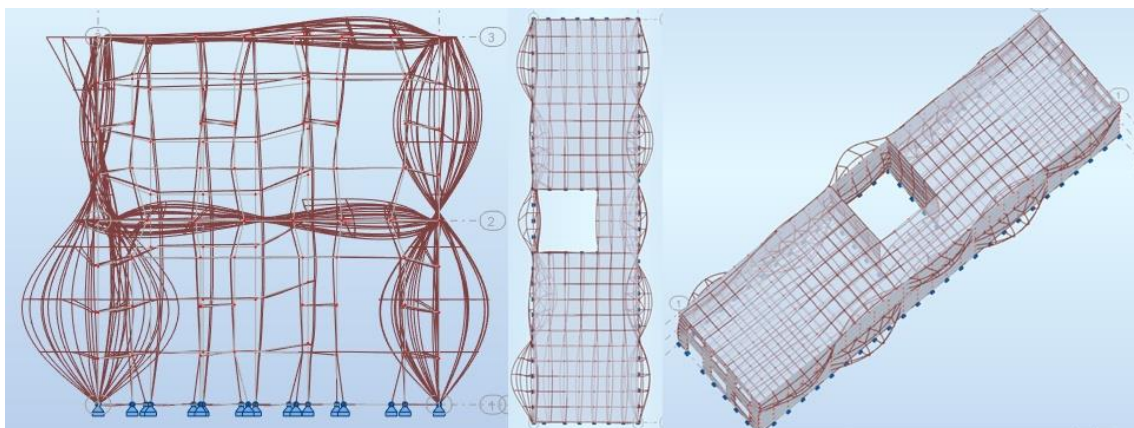
16º Modo – 3.41Hz (90.48%)



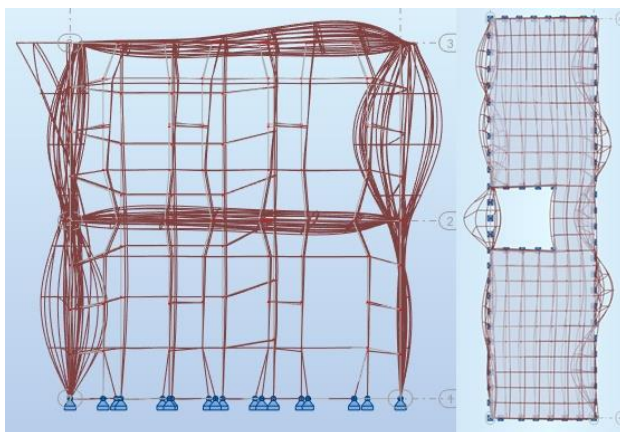
17º Modo – 3.58Hz (92.03%)



19º Modo – 3.91Hz (92.03%)

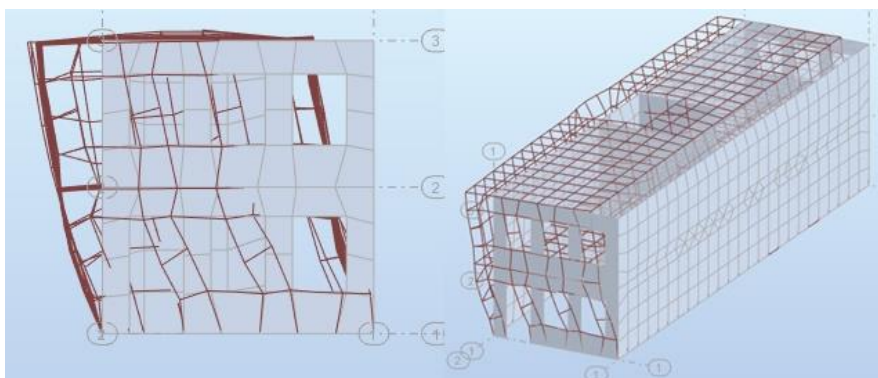


20º Modo – 3.97Hz (92.04%)

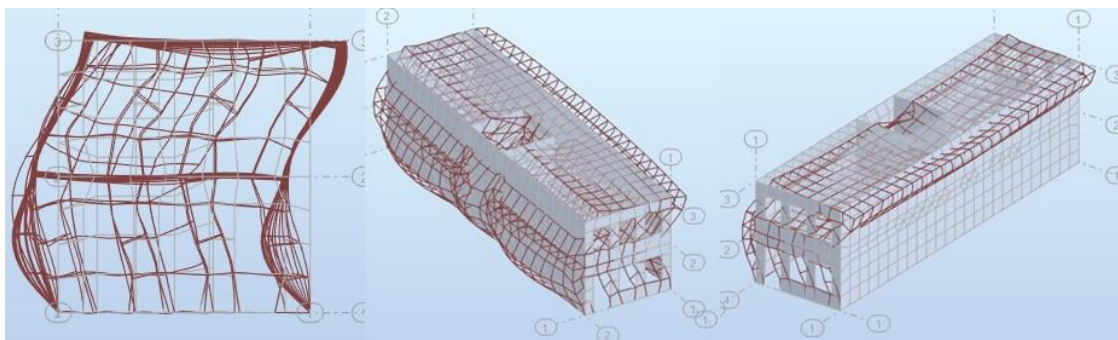


SOLUÇÃO 9

1º Modo – 1.21Hz (89.79%)



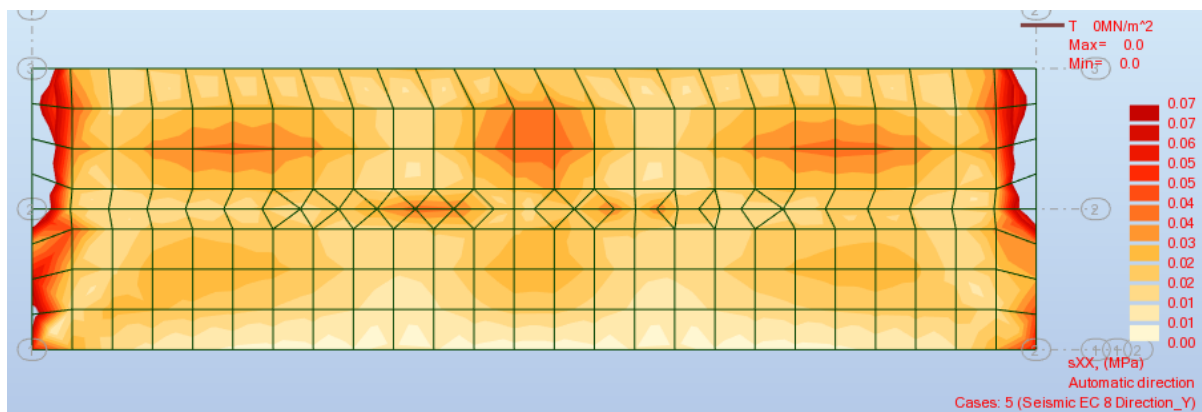
3º Modo – 3.38Hz (95.77%)



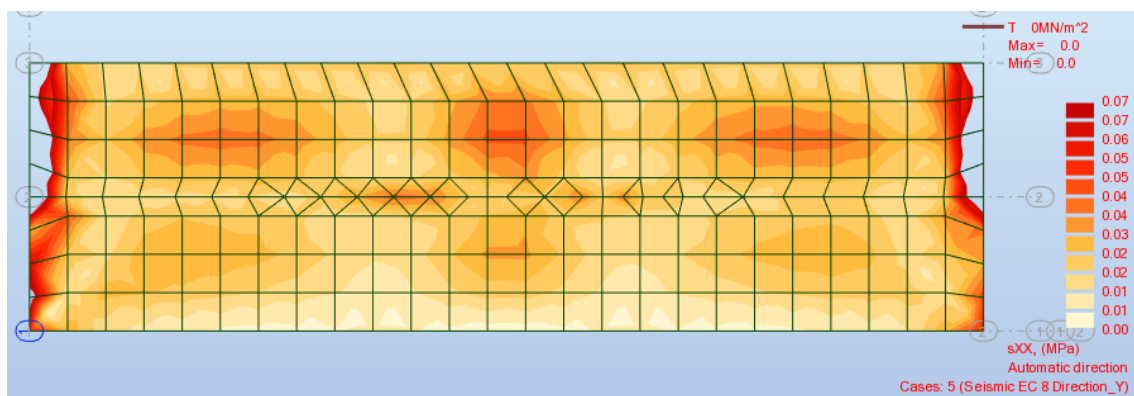
ANEXO A2

TENSÕES NA PAREDE RESISTENTE 1

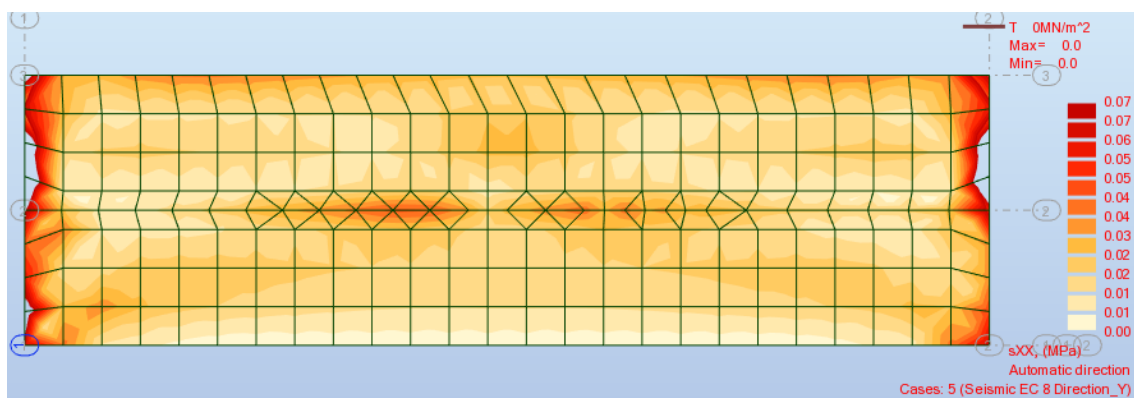
Solução 1 - Direção X



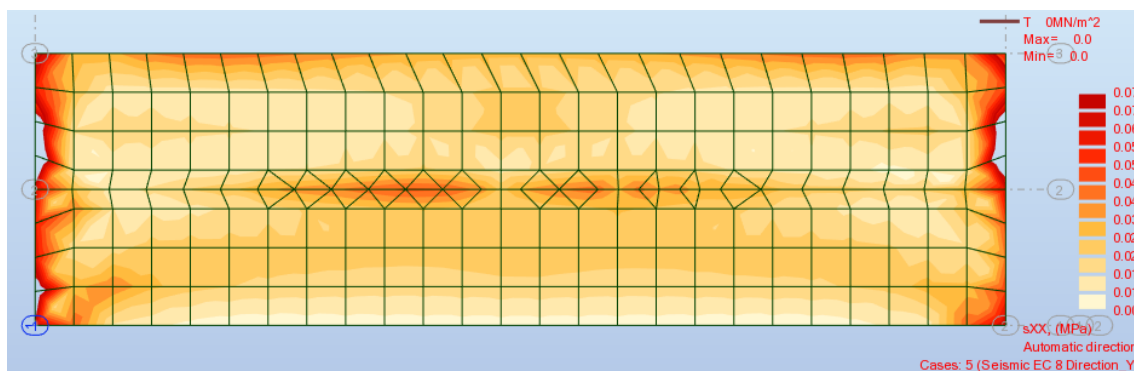
Solução 2 – Direção X



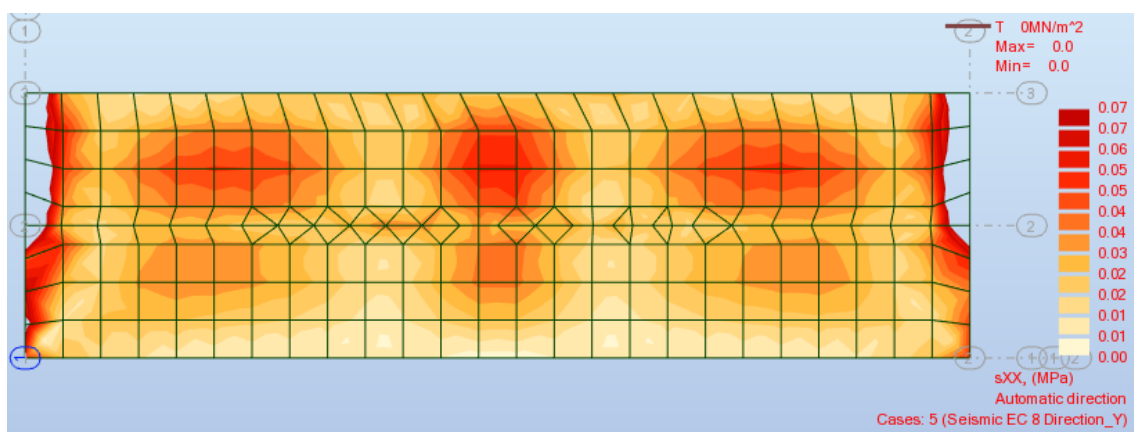
Solução 3 – Direção X



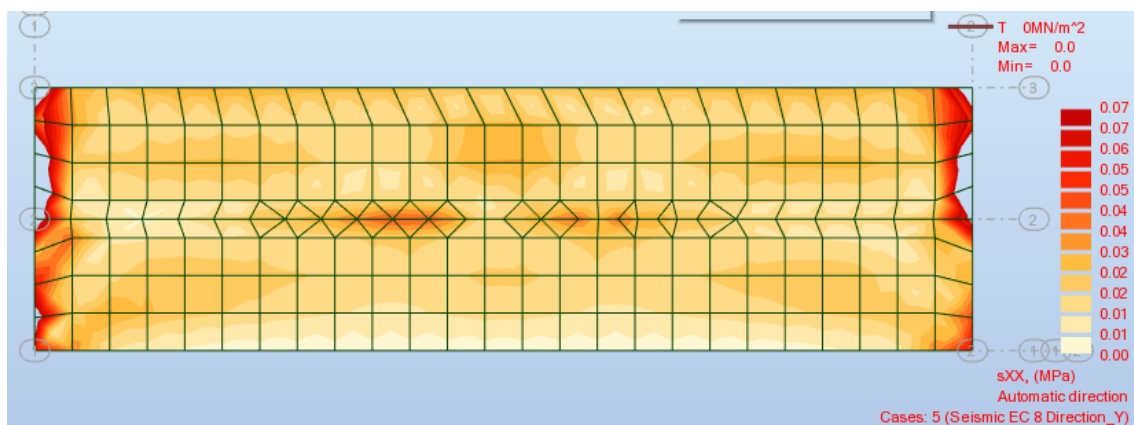
Solução 4 – Direção X



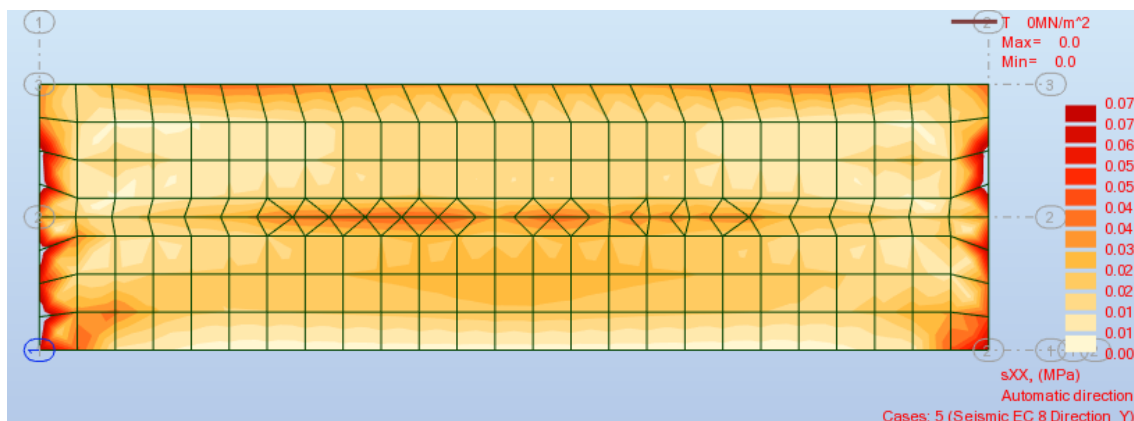
Solução 5 – Direção X



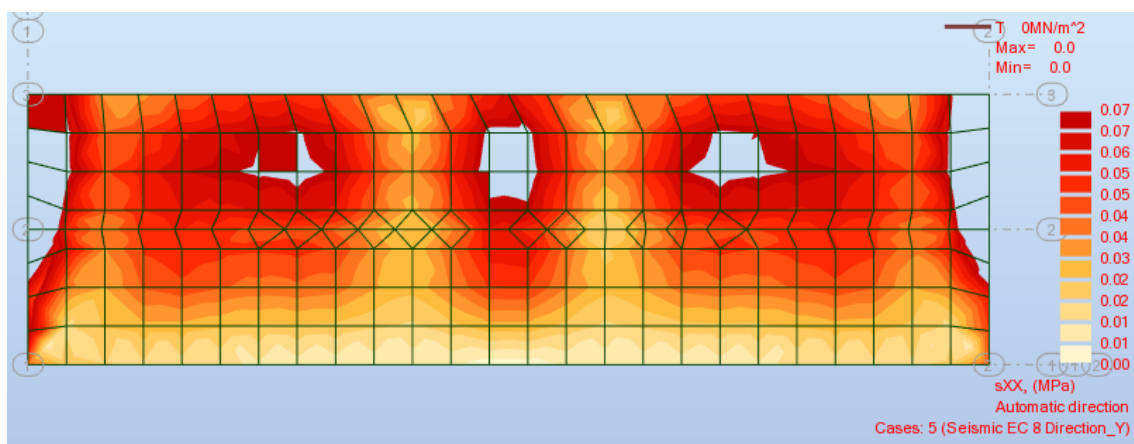
Solução 6 – Direção X



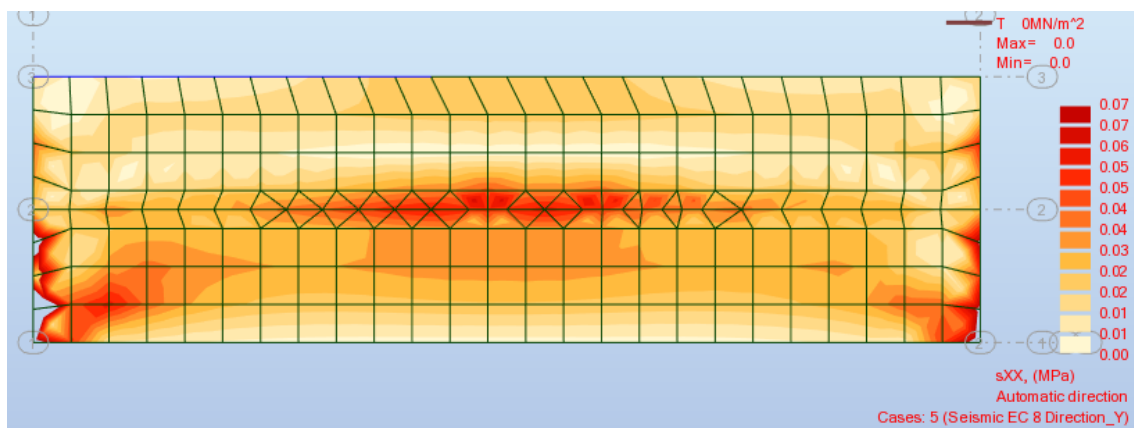
Solução 7 – Direção X



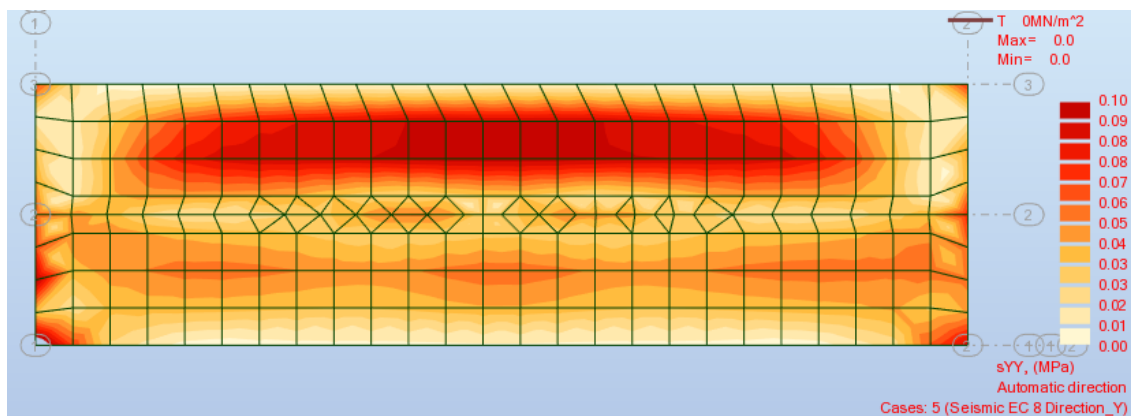
Solução 8 – Direção X



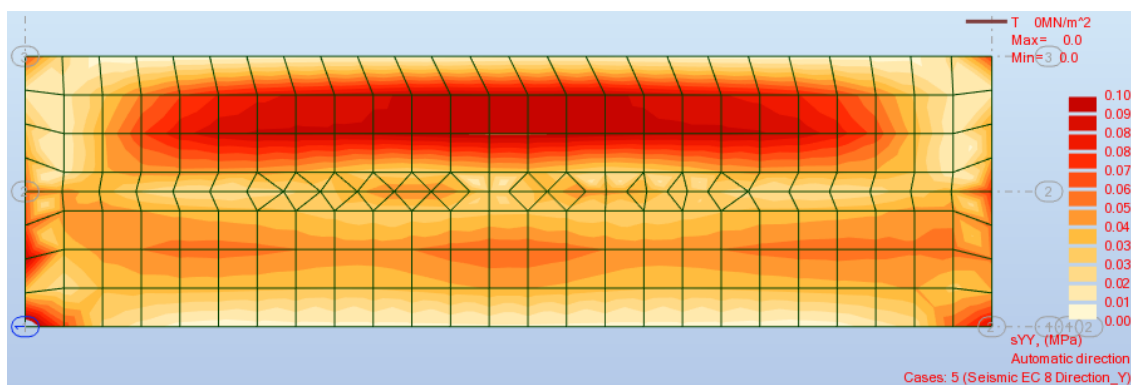
Solução 9 – Direção X



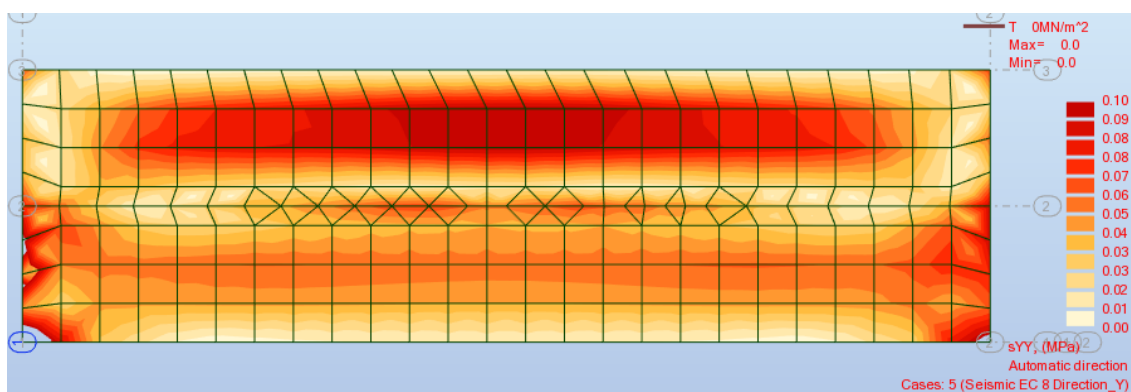
Solução 1 - Direção Z



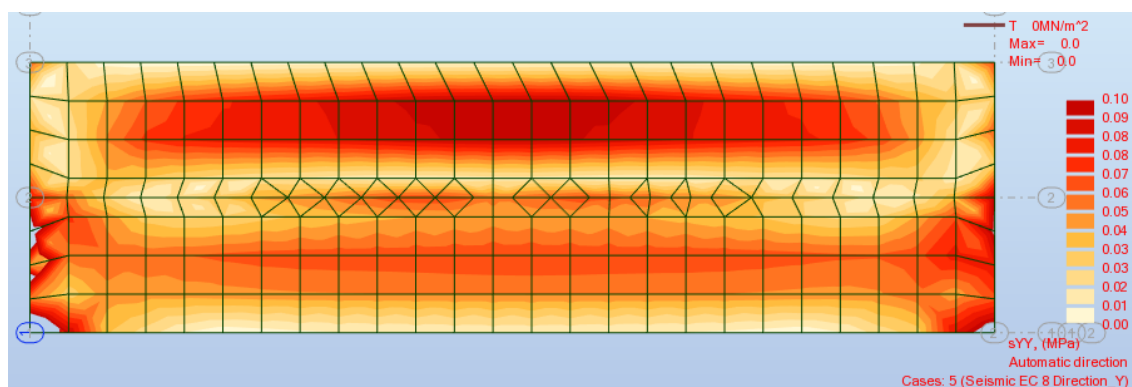
Solução 2 – Direção Z



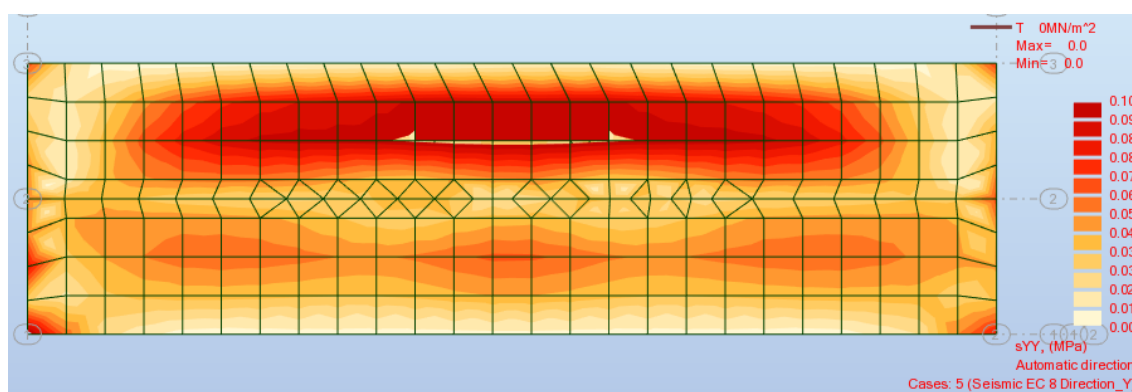
Solução 3 – Direção Z



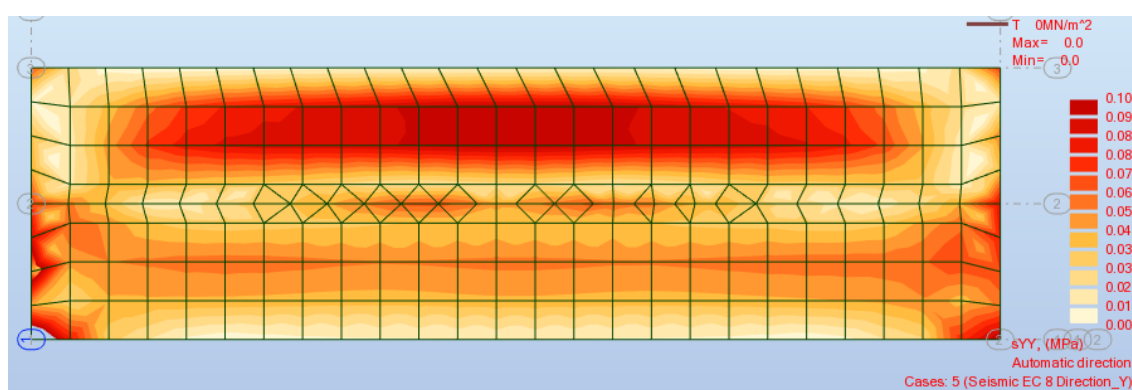
Solução 4 – Direção Z



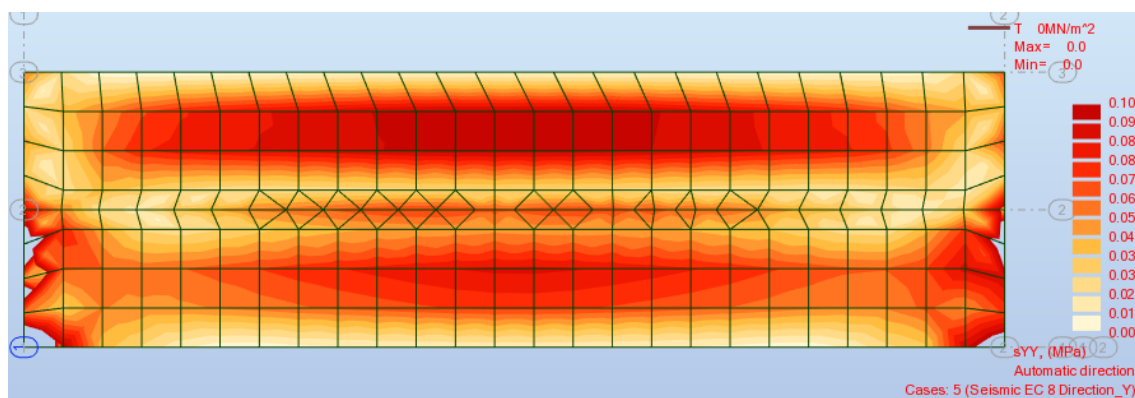
Solução 5 – Direção Z



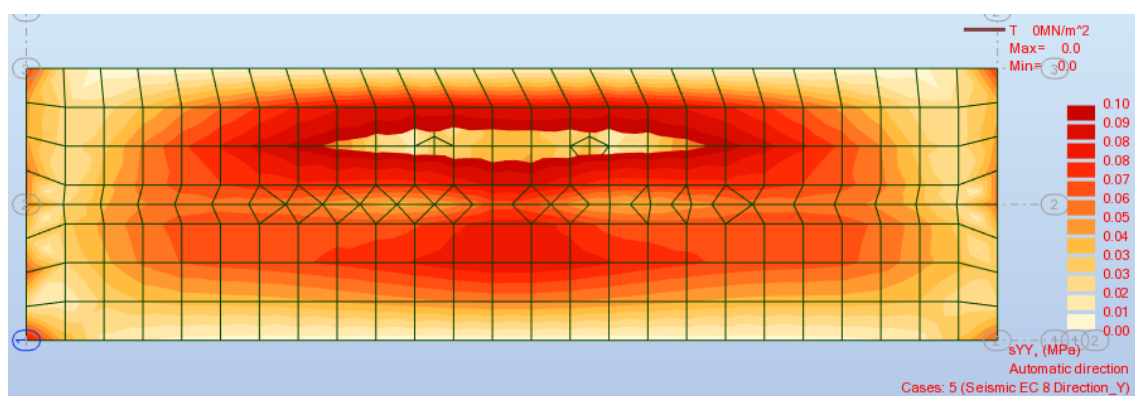
Solução 6 – Direção Z



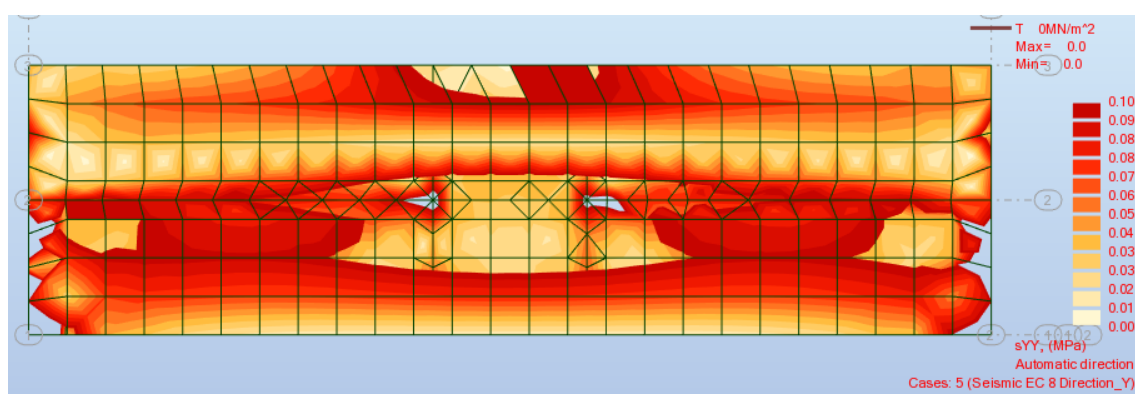
Solução 7 – Direção Z



Solução 8 – Direção Z



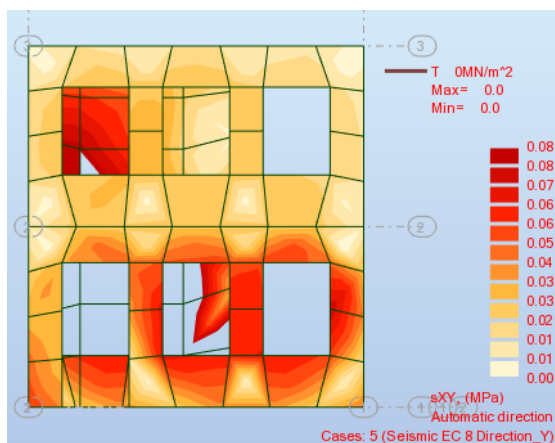
Solução 9 - Direção Z



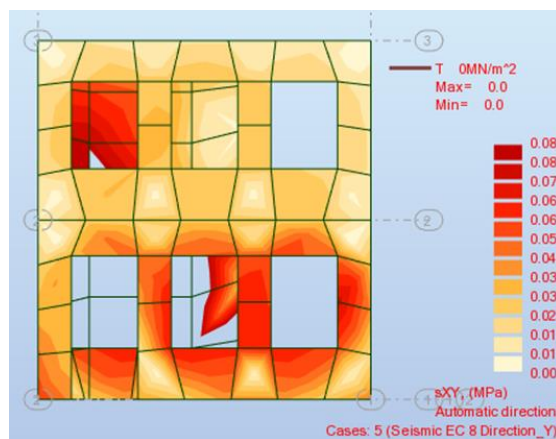
ANEXO A3

TENSÕES DE CORTE NA PAREDE RESISTENTE 2

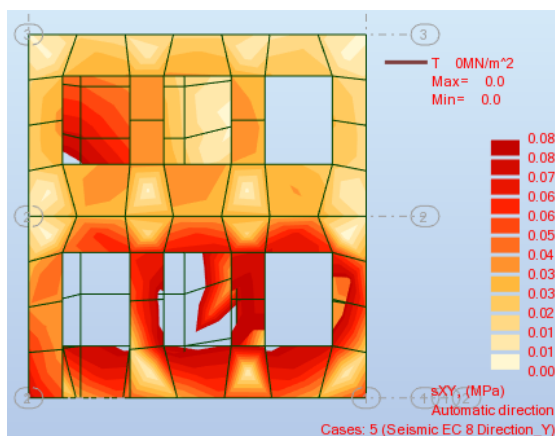
Solução 1



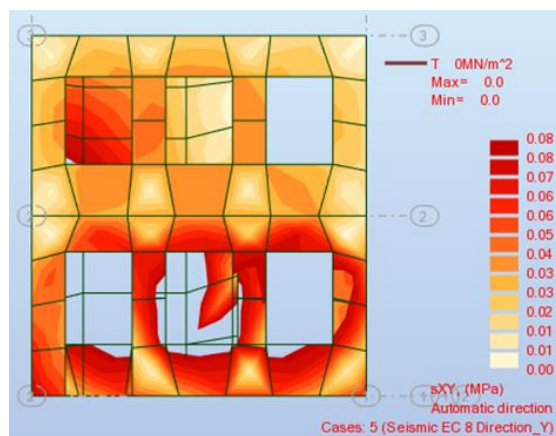
Solução 2



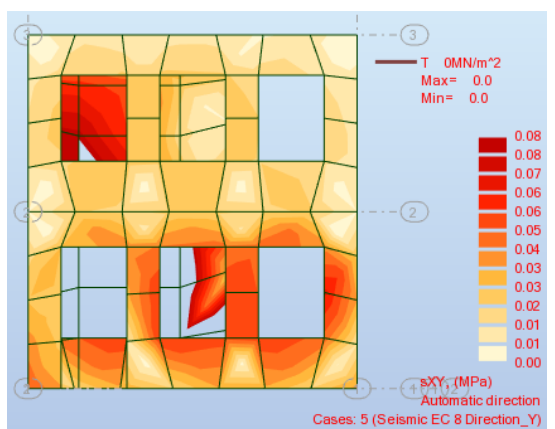
Solução 3



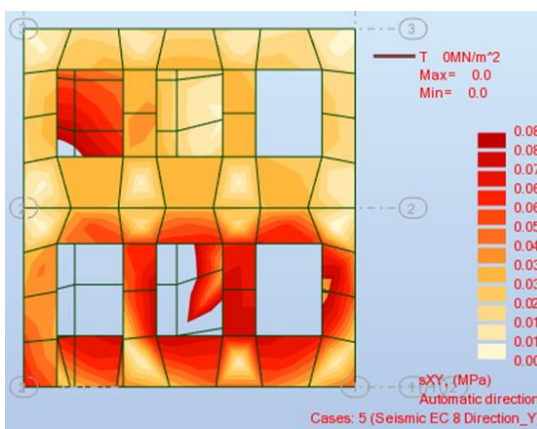
Solução 4



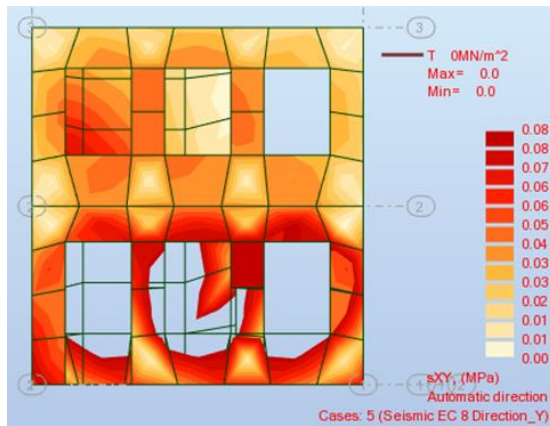
Solução 5



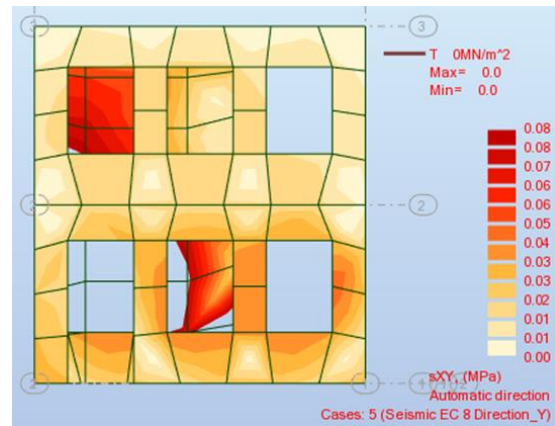
Solução 6



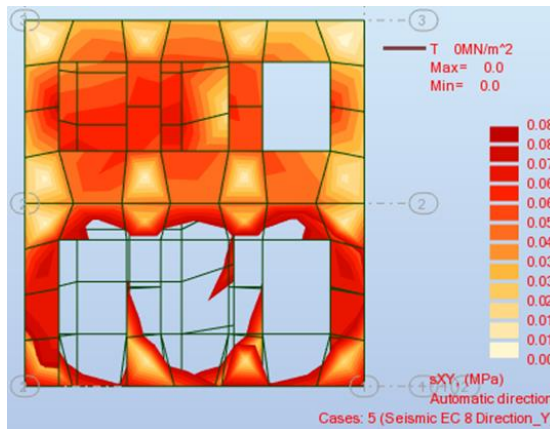
Solução 7



Solução 8



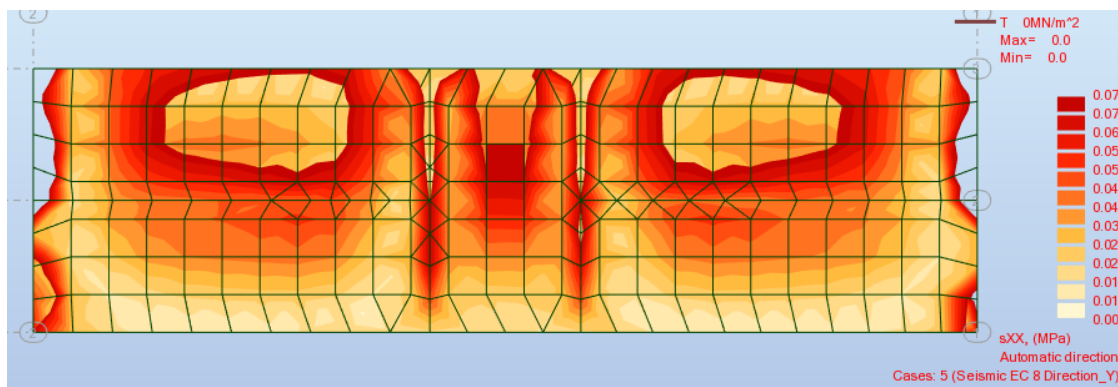
Solução 9



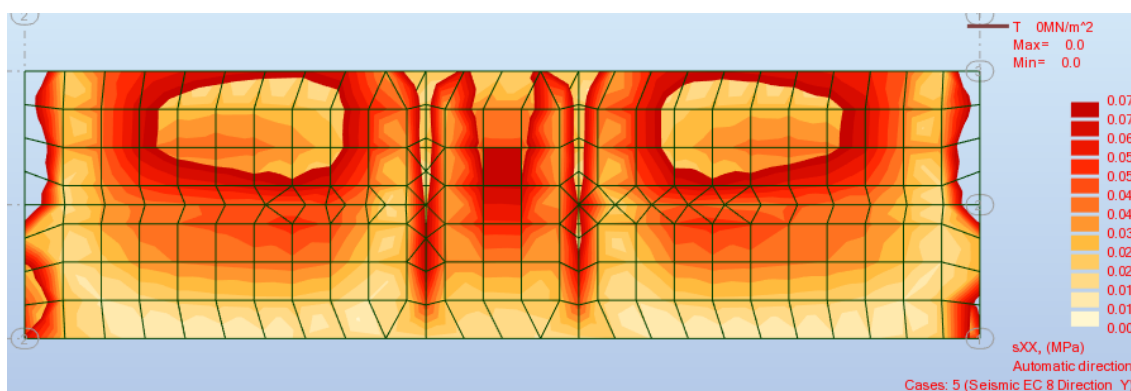
ANEXO A4

TENSÕES NA PAREDE RESISTENTE 3

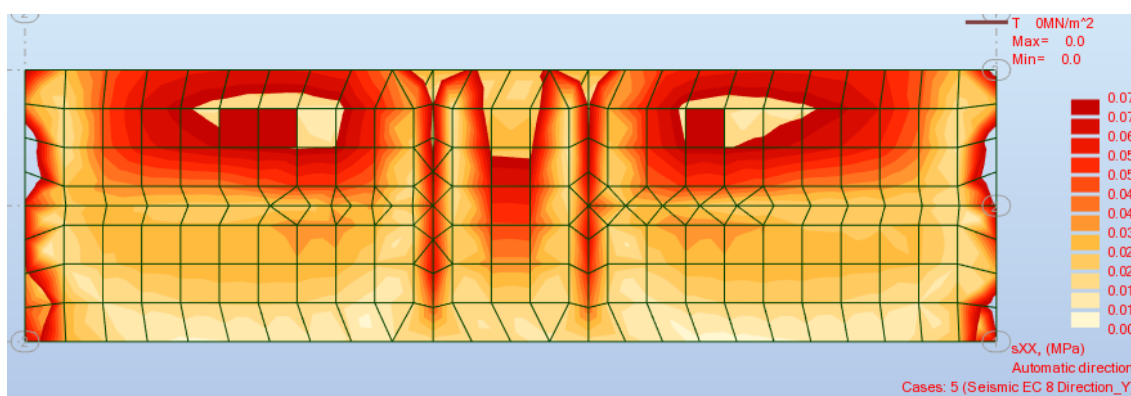
Solução 1 – Direção X



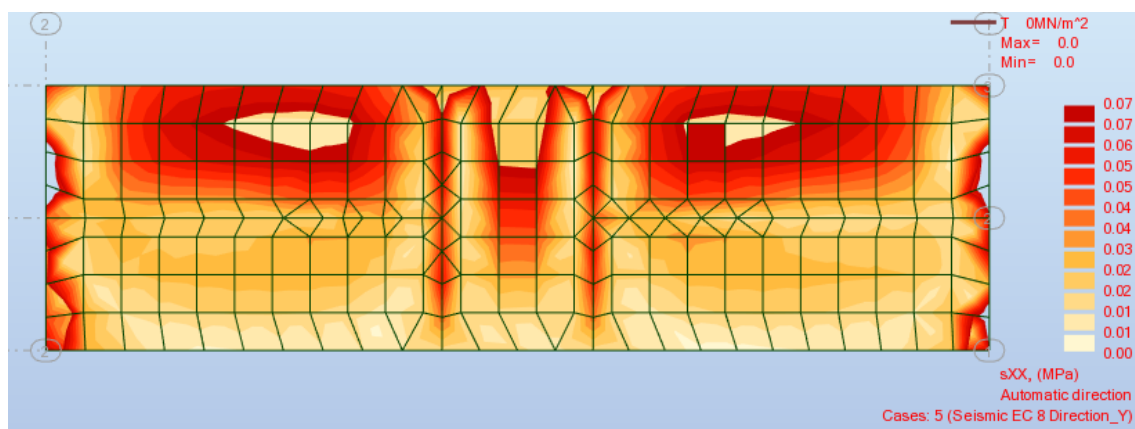
Solução 2 – Direção X



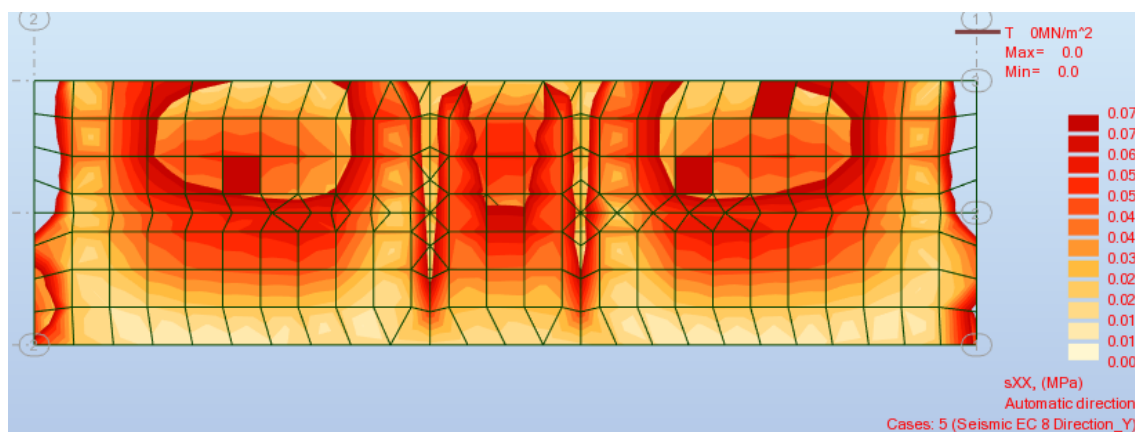
Solução 3 – Direção X



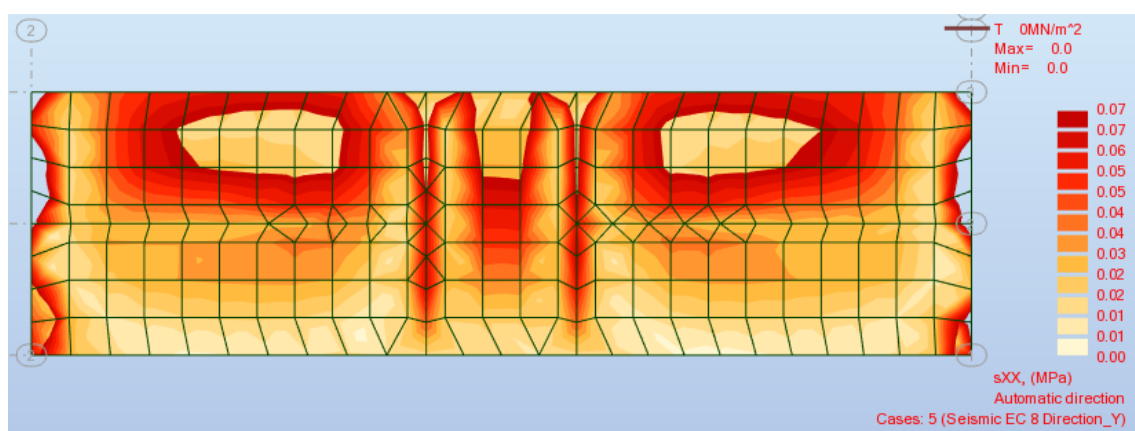
Solução 4 – Direção X



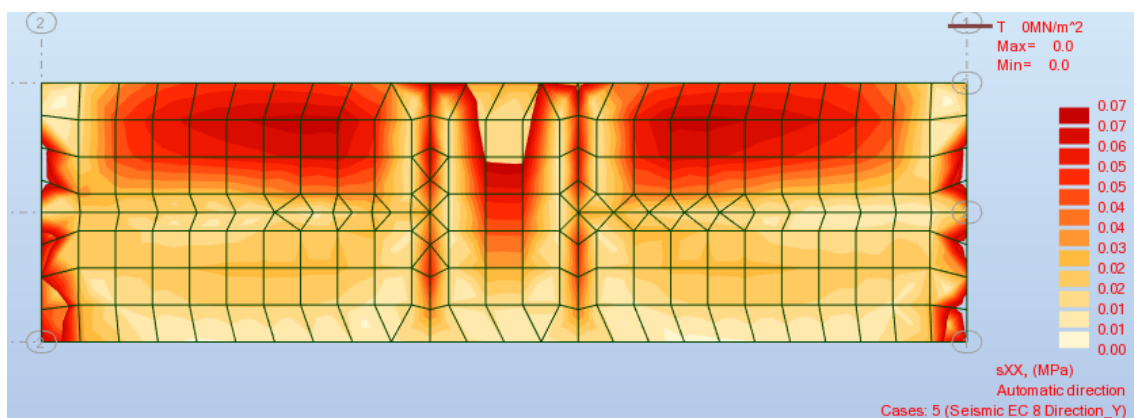
Solução 5 – Direção X



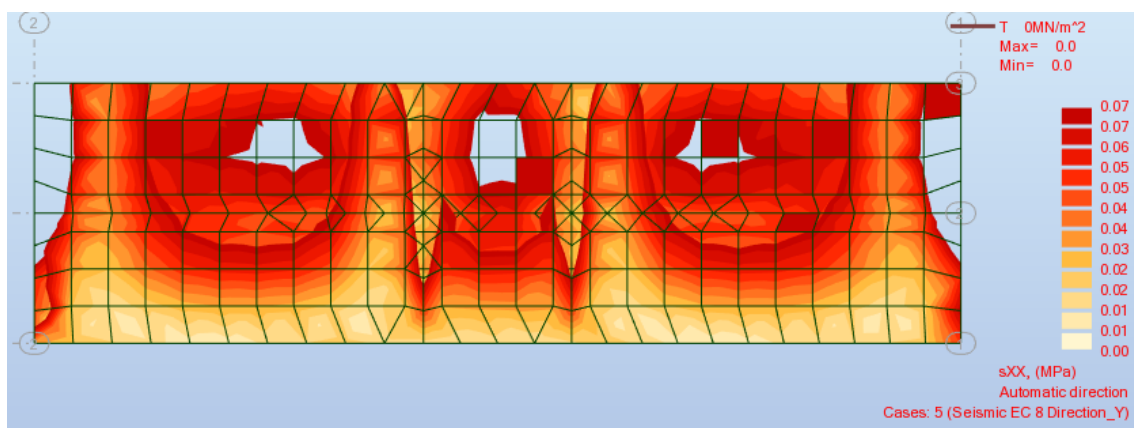
Solução 6 – Direção X



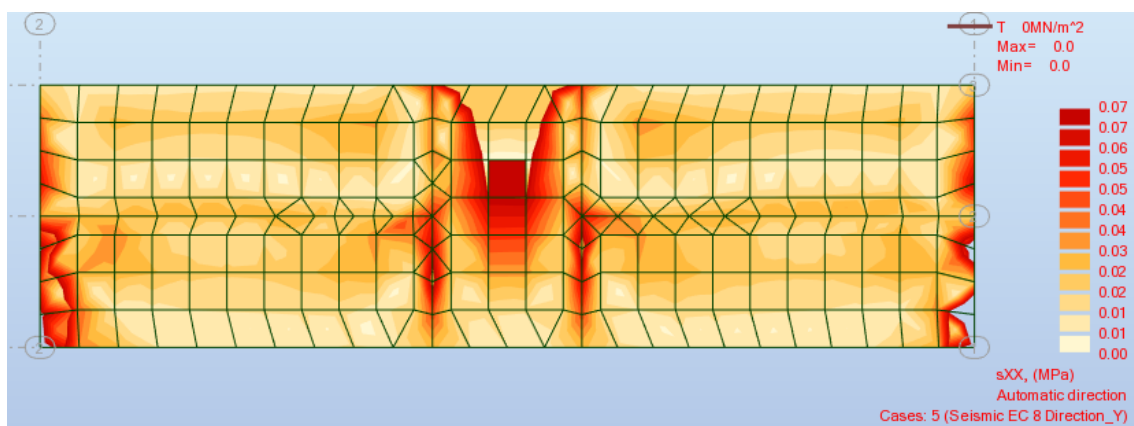
Solução 7 – Direção X



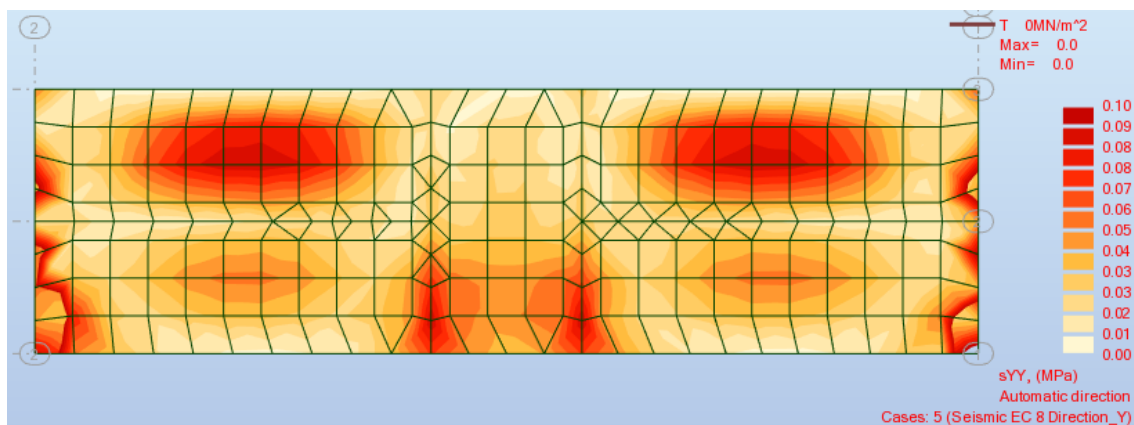
Solução 8 – Direção X



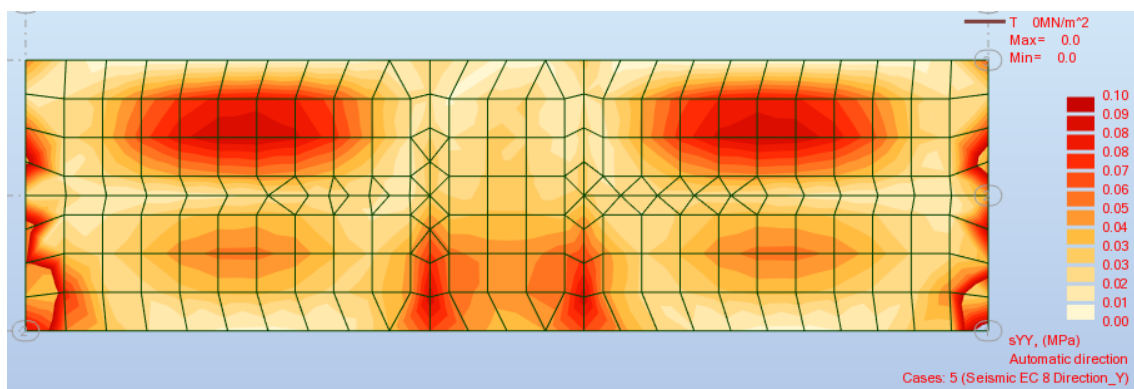
Solução 9 – Direção X



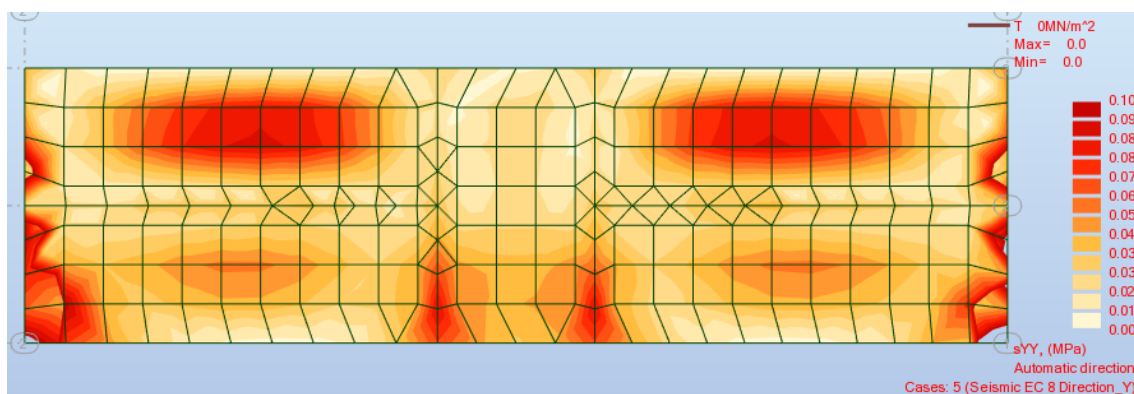
Solução 1 – Direção Z



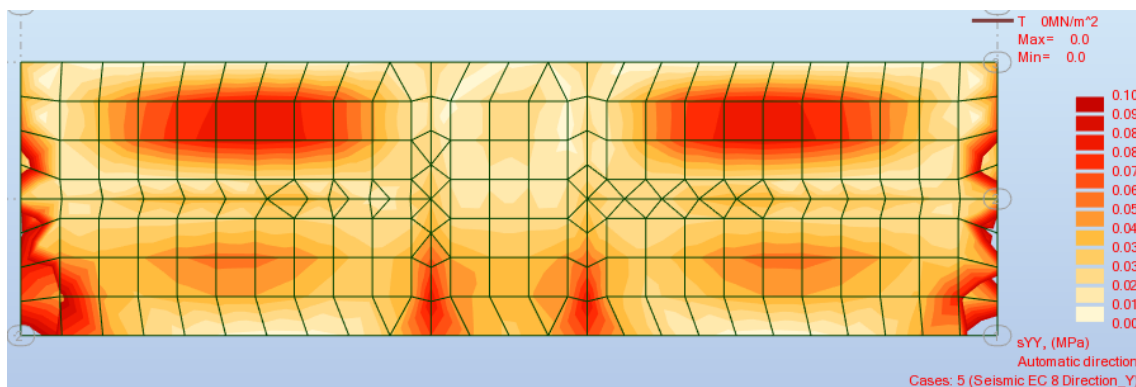
Solução 2 – Direção Z



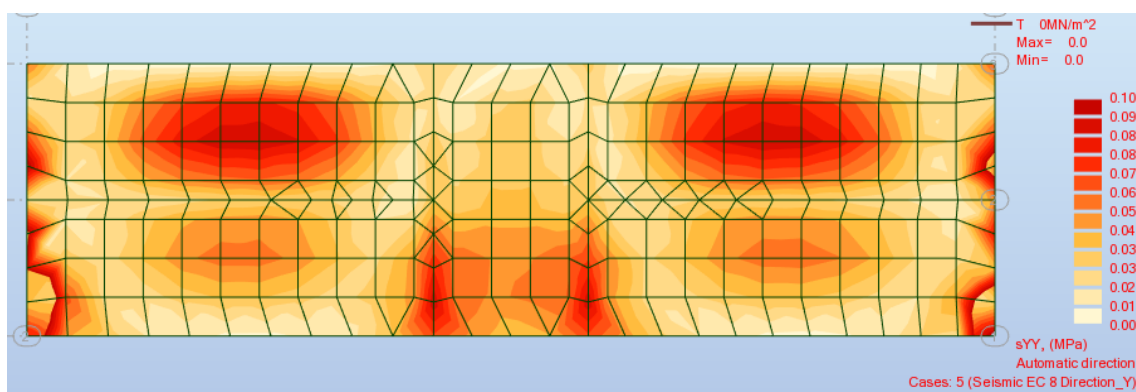
Solução 3 – Direção Z



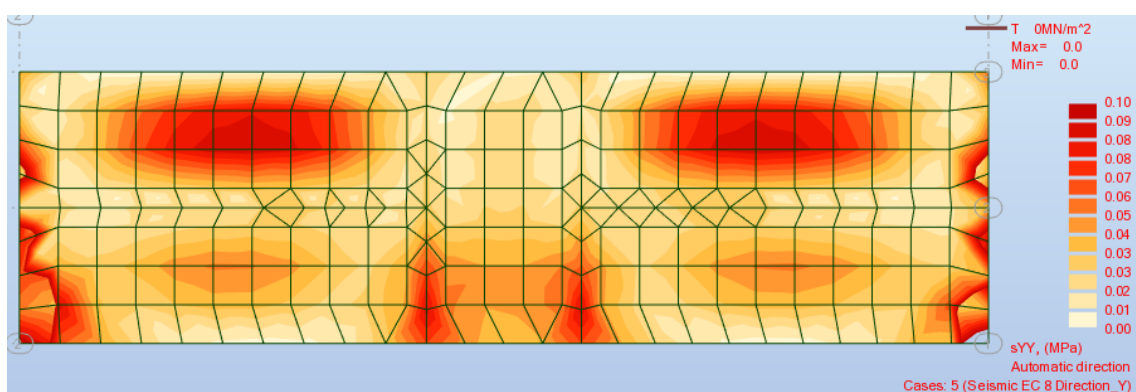
Solução 4 – Direção Z



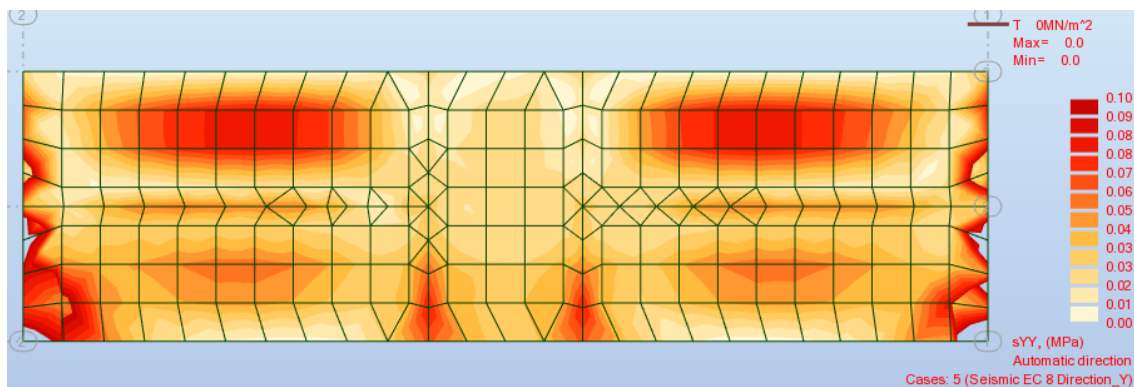
Solução 5 – Direção Z



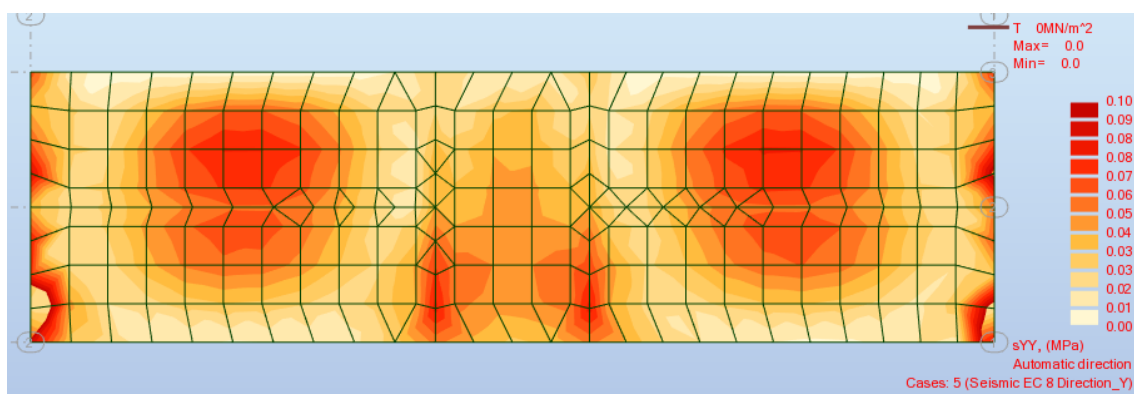
Solução 6 – Direção Z



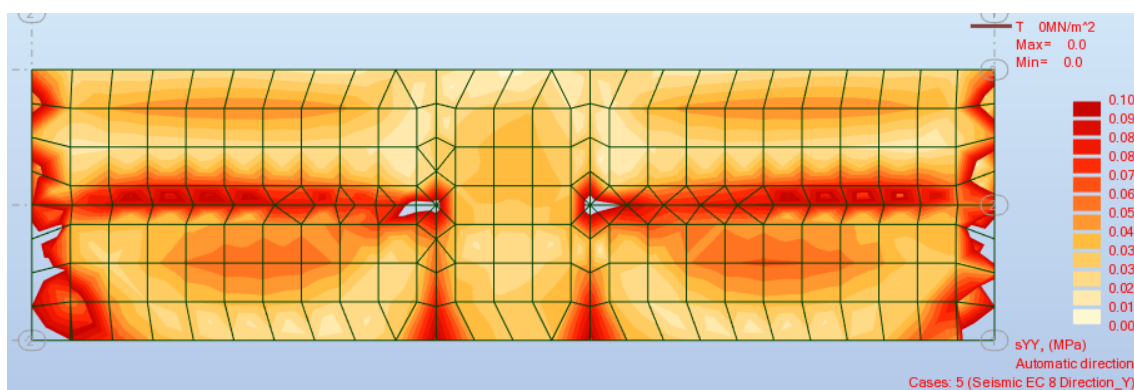
Solução 7 – Direção Z



Solução 8 – Direção Z



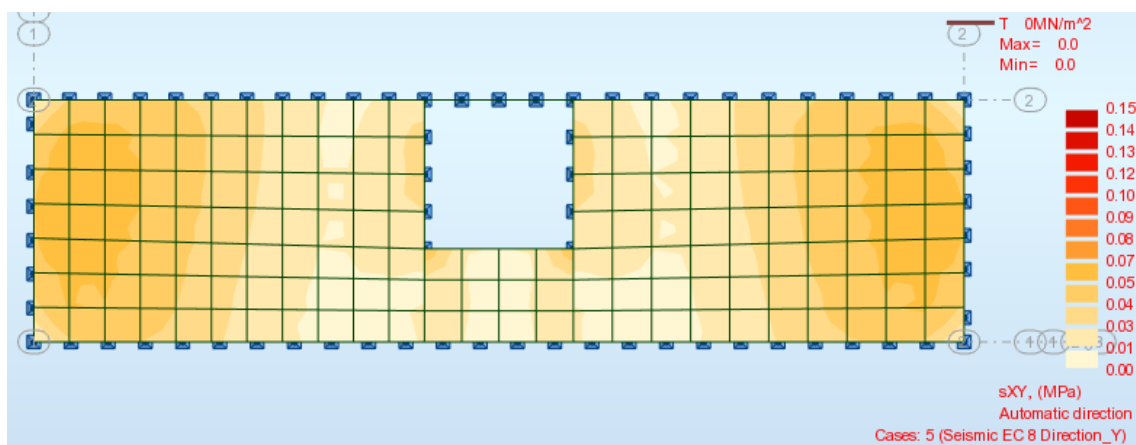
Solução 9 – Direção Z



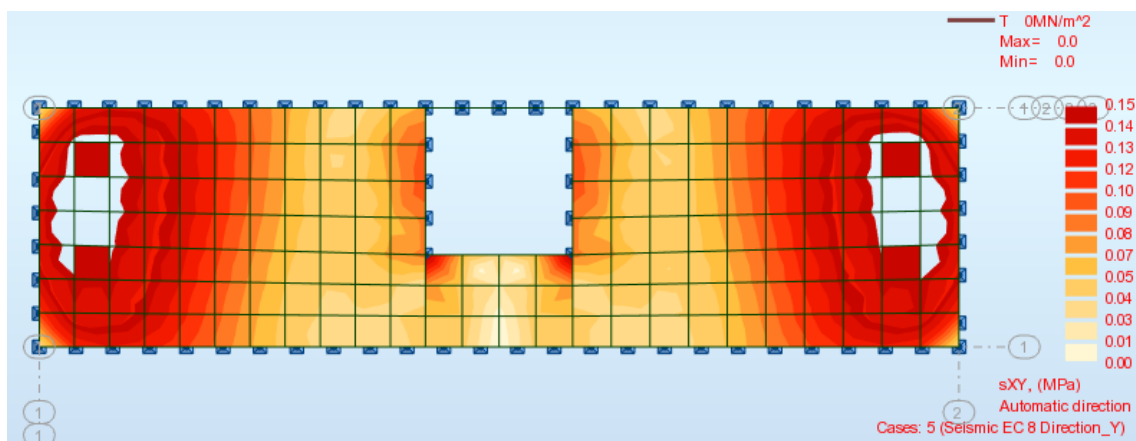
ANEXO A5

TENSÕES NO PAVIMENTO

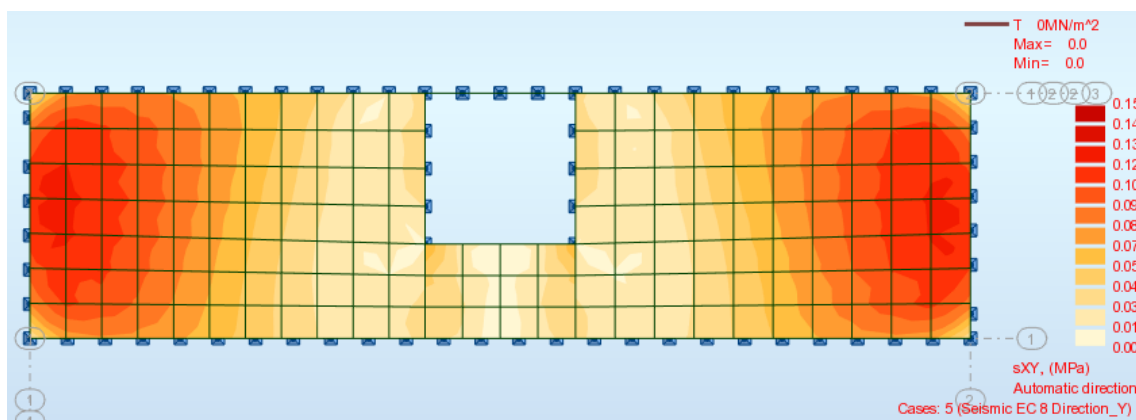
Solução 1 – Direção xy



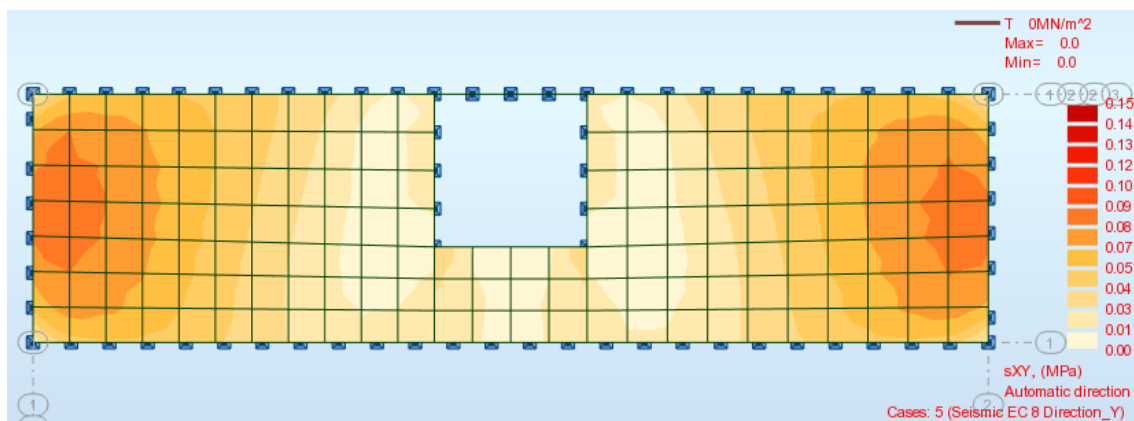
Solução 2 – Direção xy



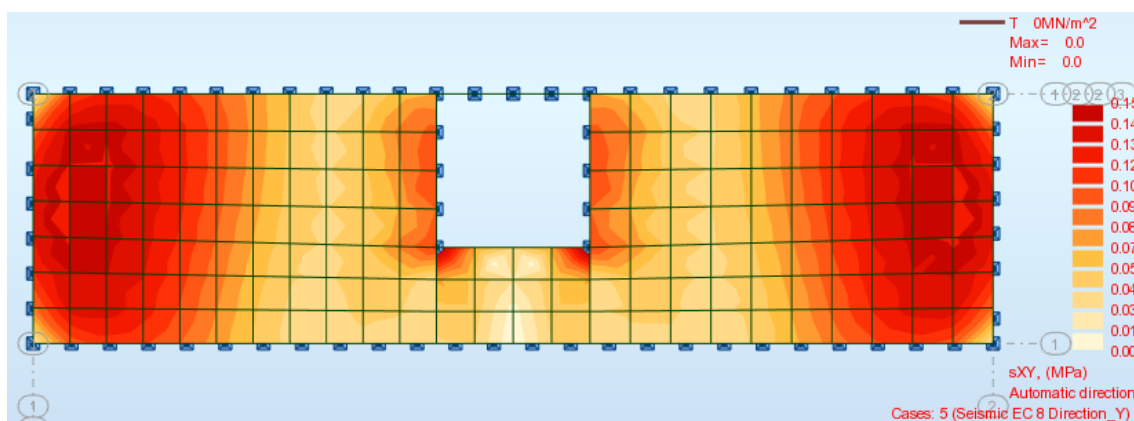
Solução 3 – Direção xy



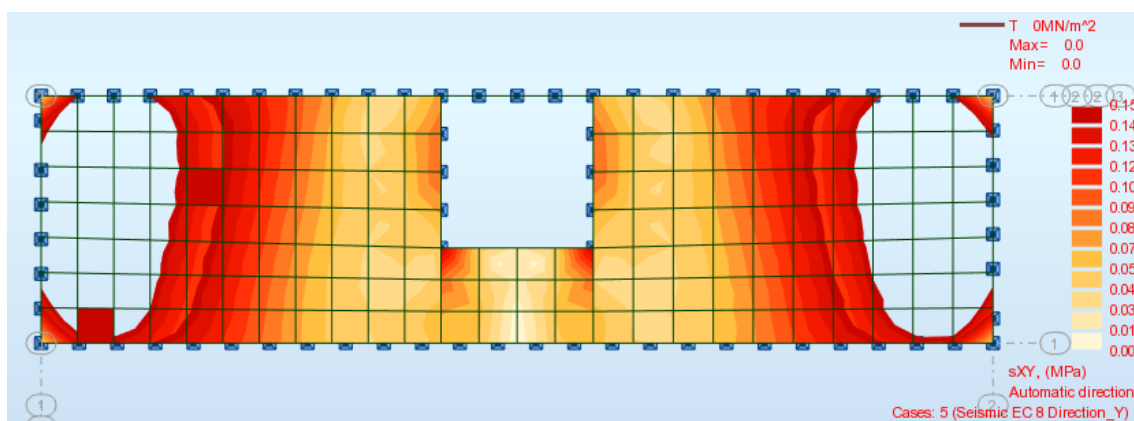
Solução 4 – Direção xy



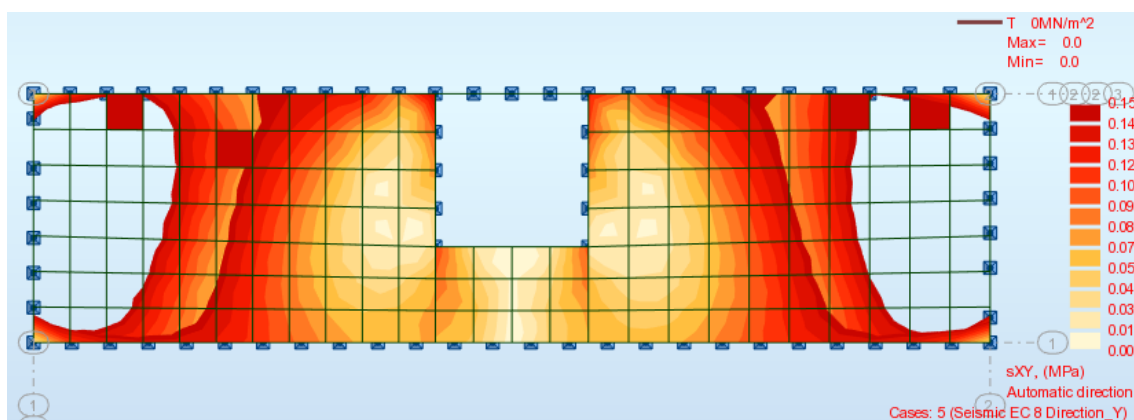
Solução 5 – Direção xy



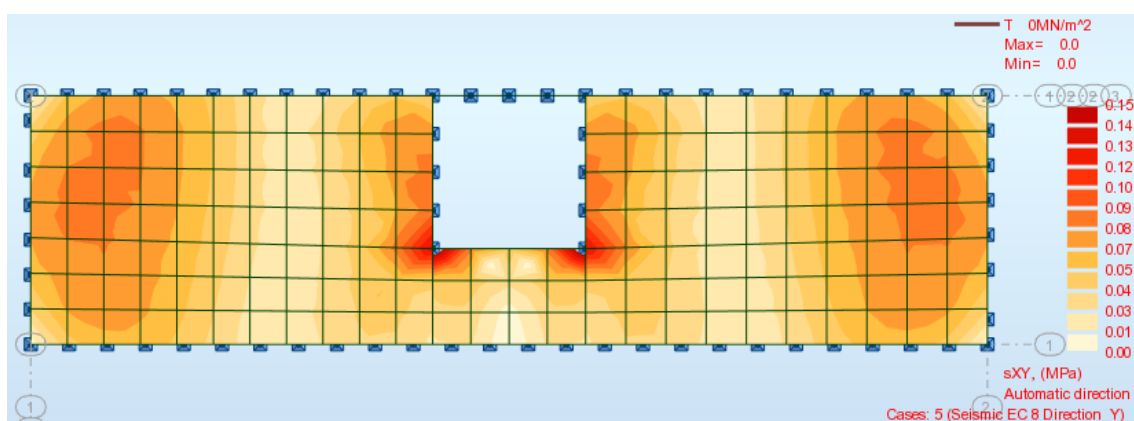
Solução 6 – Direção xy



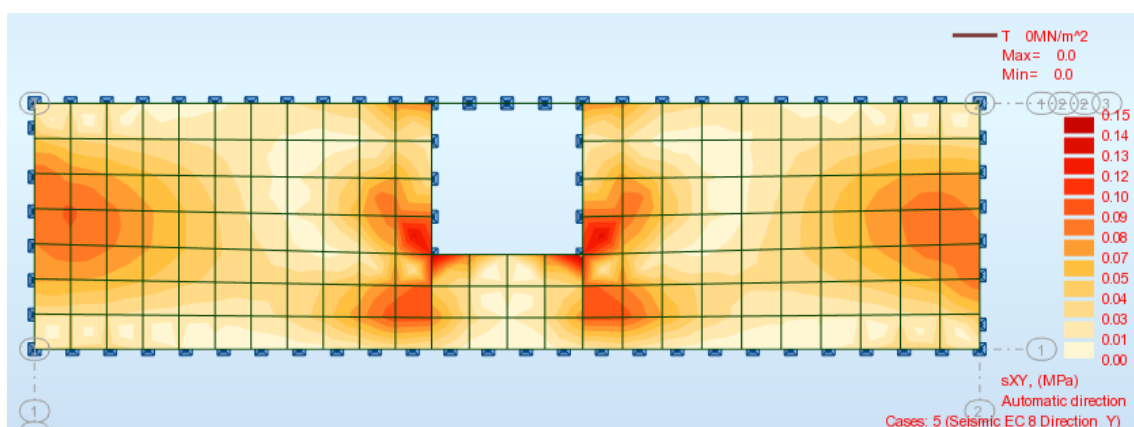
Solução 7 – Direção xy



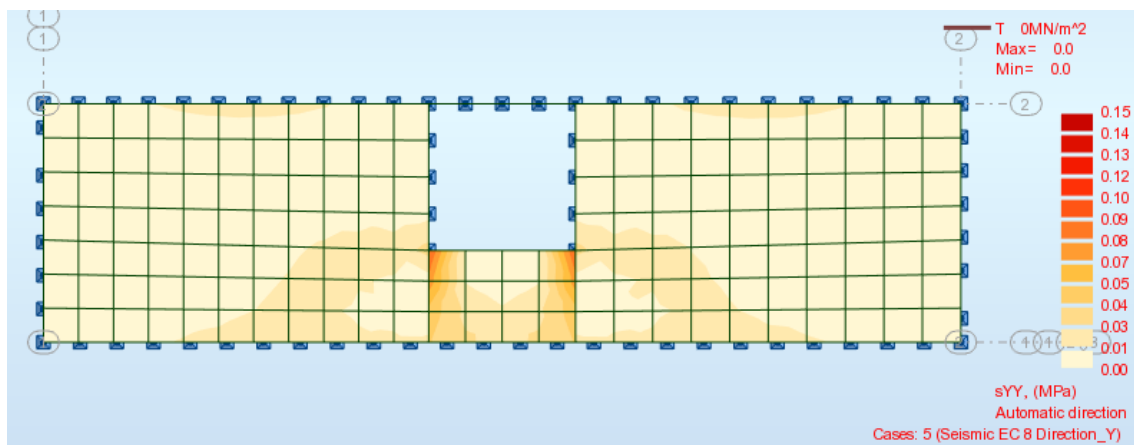
Solução 8 – Direção xy



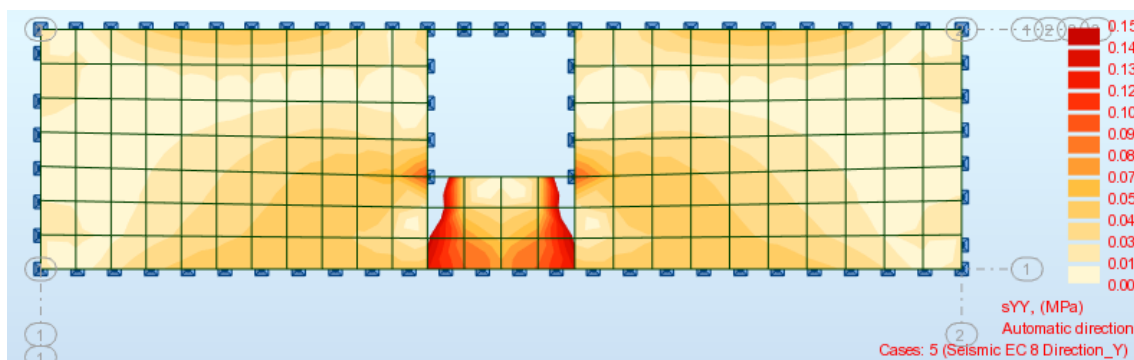
Solução 9 – Direção xy



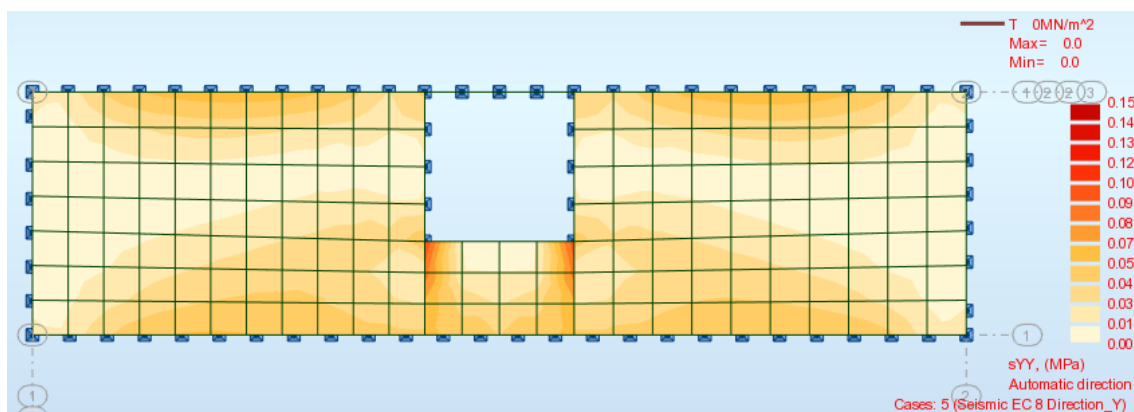
Solução 1 – Direção X



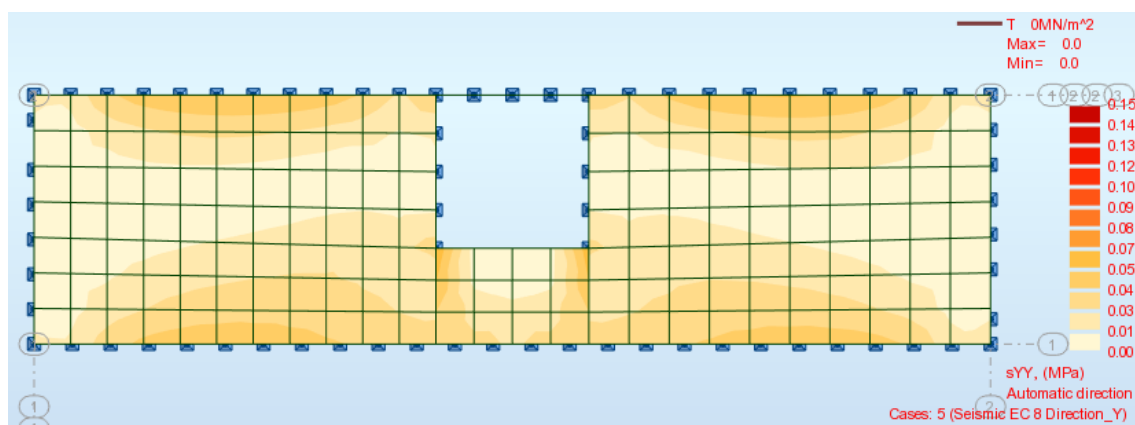
Solução 2 – Direção X



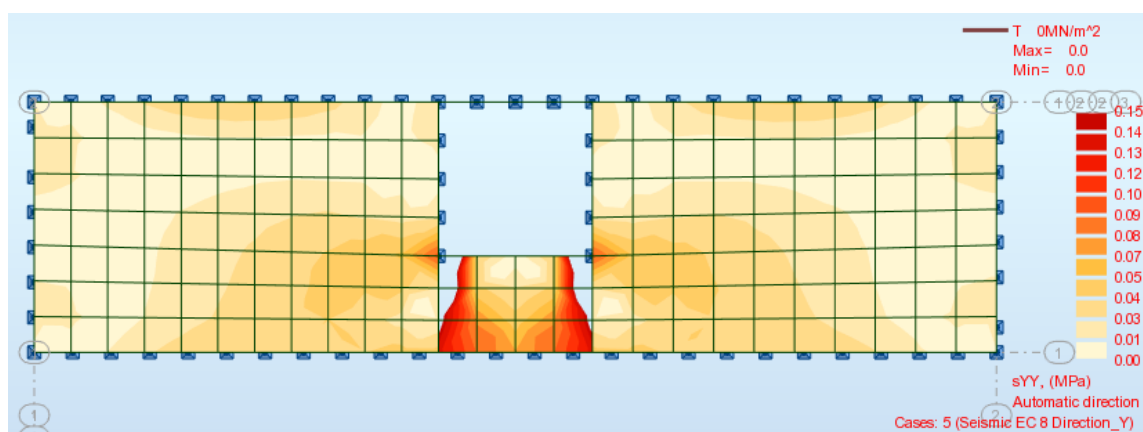
Solução 3 – Direção X



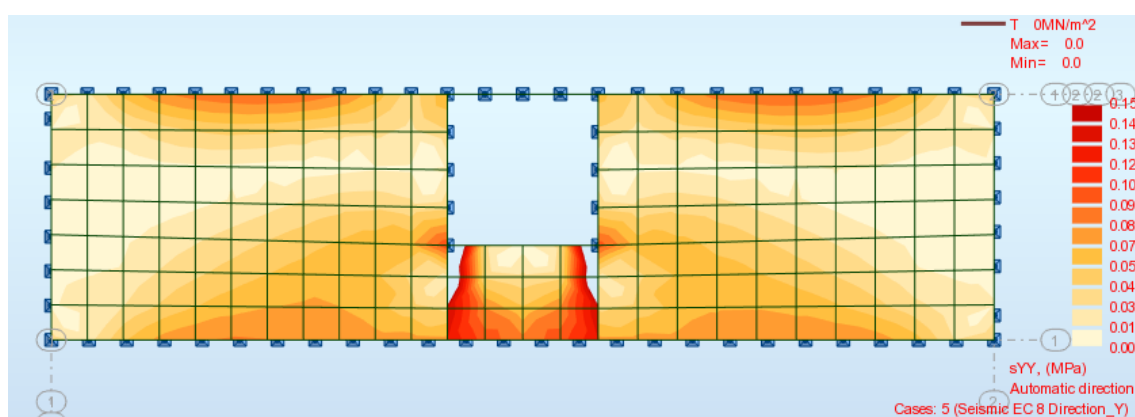
Solução 4 – Direção X



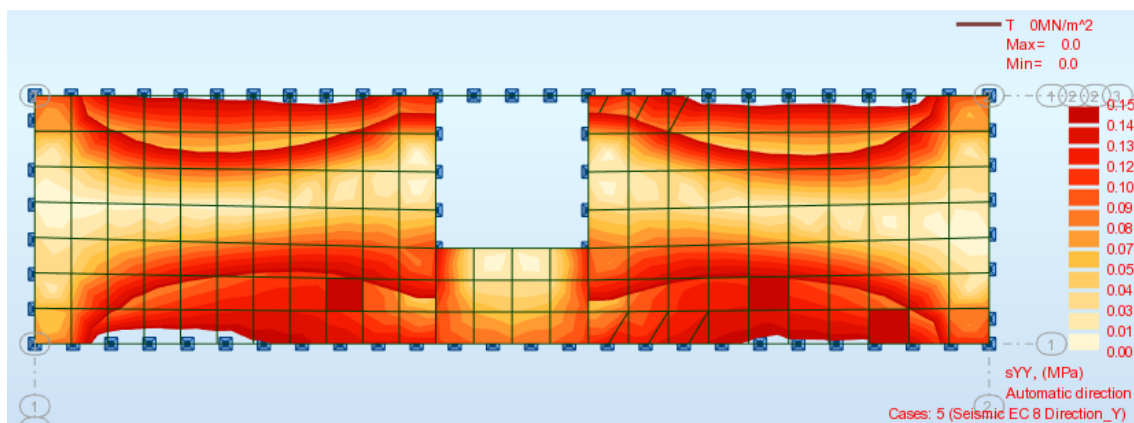
Solução 5 – Direção X



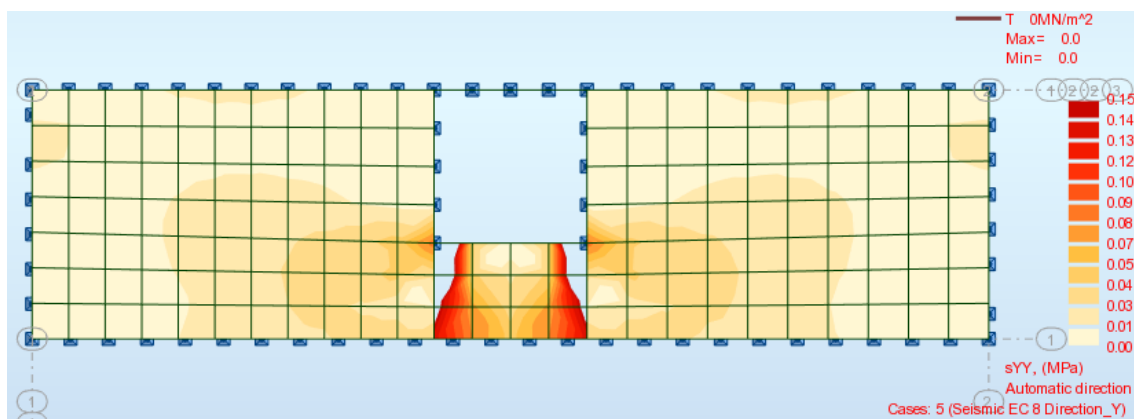
Solução 6 – Direção X



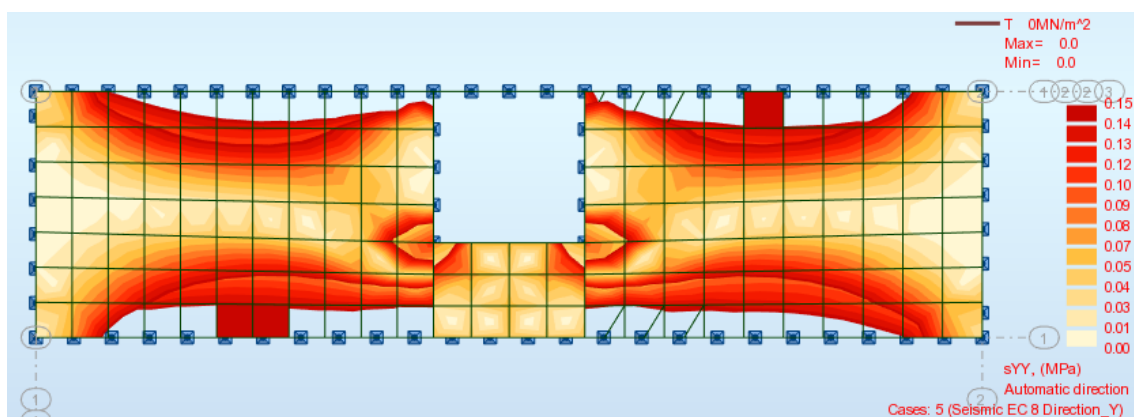
Solução 7 – Direção X



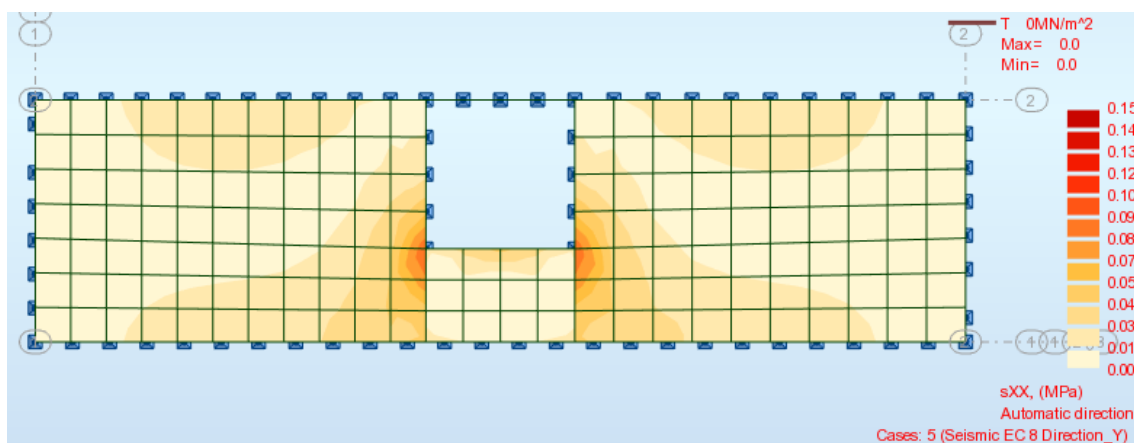
Solução 8 – Direção X



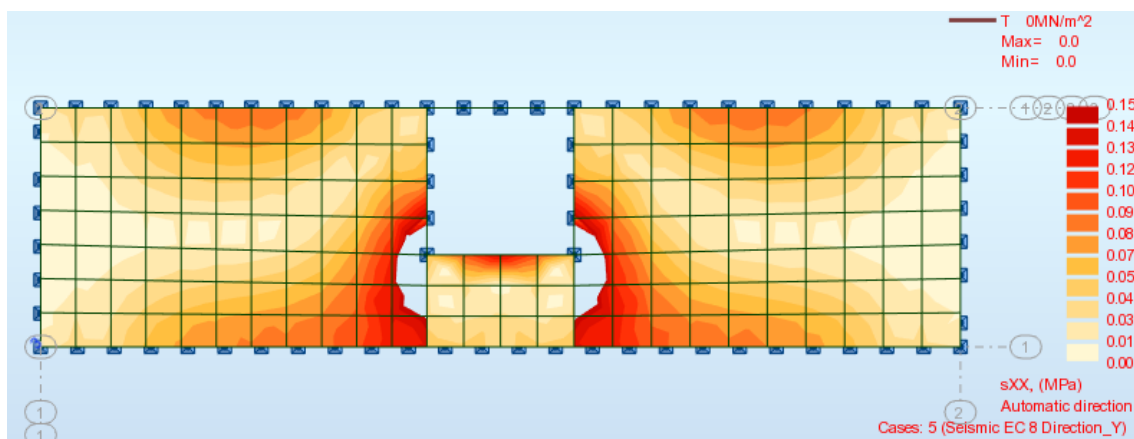
Solução 9 – Direção X



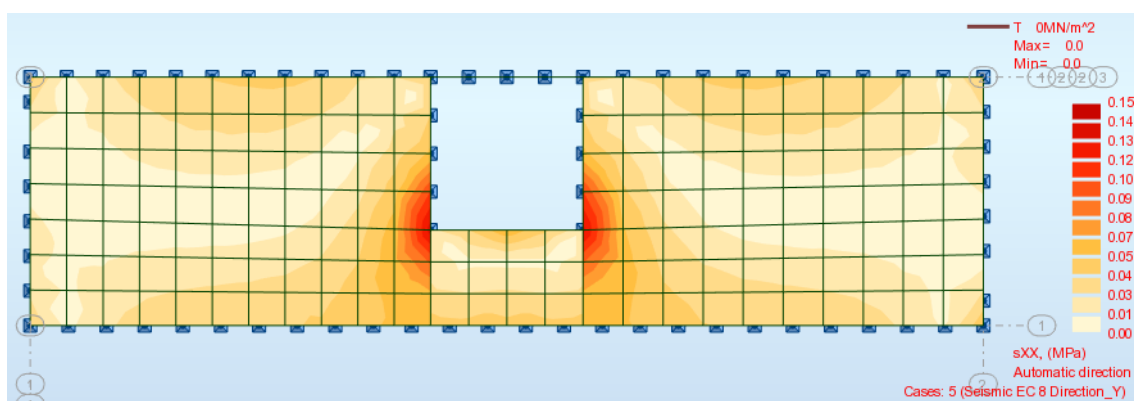
Solução 1 – Direção Y



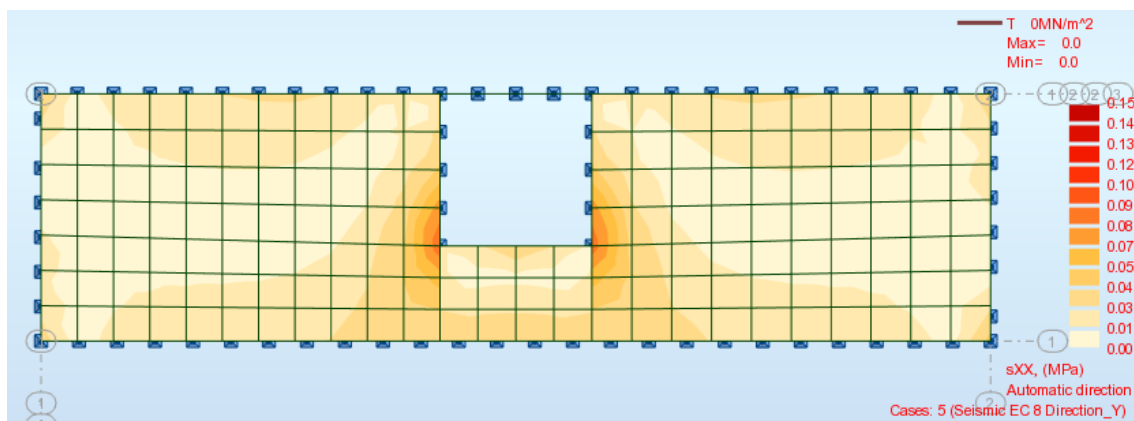
Solução 2 – Direção Y



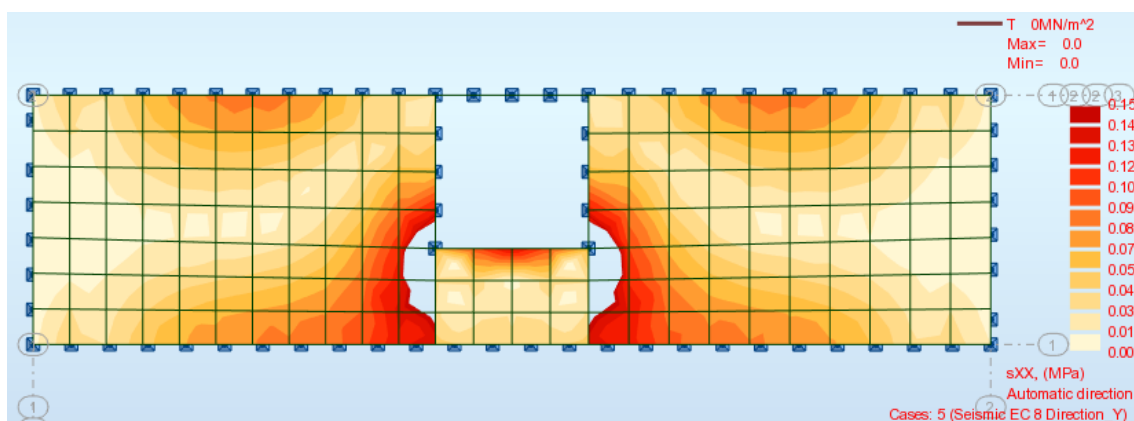
Solução 3 – Direção Y



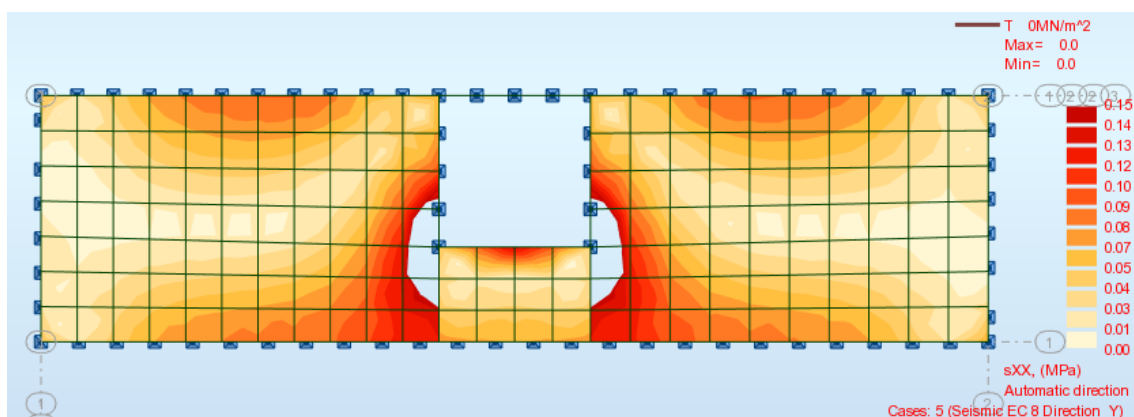
Solução 4 – Direção Y



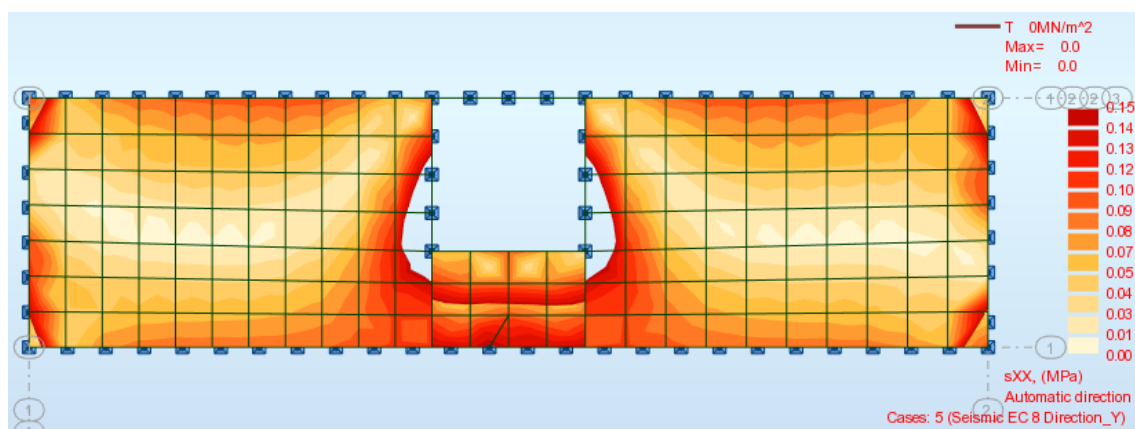
Solução 5 – Direção Y



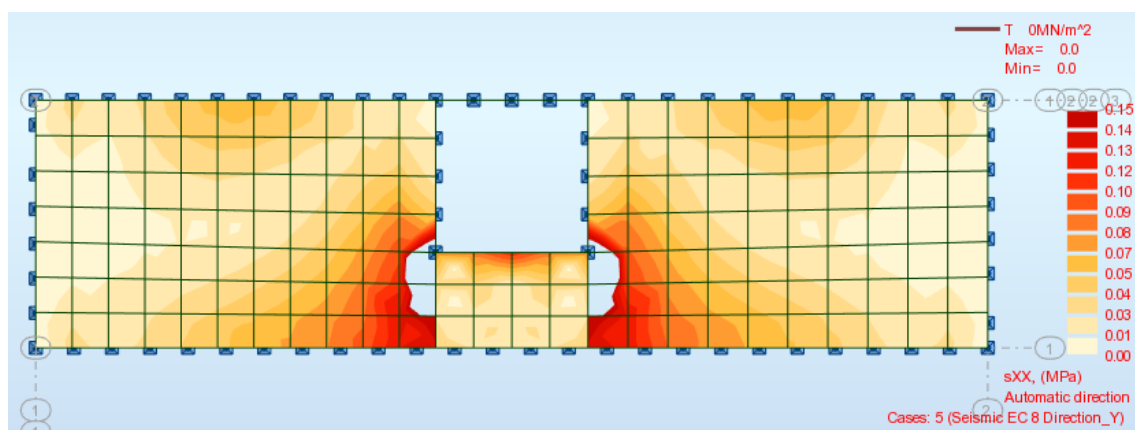
Solução 6 – Direção Y



Solução 7 – Direção Y



Solução 8 – Direção Y



Solução 9 – Direção Y

