

CONDIÇÃO DE DIAFRAGMA RÍGIDO EM PISOS PRÉ-FABRICADOS: ANÁLISE SÍSMICA, NORMATIVA E PARAMÉTRICA

MIGUEL MERCA DA SILVA DE BARROS BRANDÃO

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

Orientador: Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum

Coorientador: Doutor José Filipe Miranda Melo

JULHO 2026

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2025/2026

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E GEORRECURSOS

Tel. +351-22-508 1901



m.ec@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



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 em Engenharia Civil - 2025/2026 - Departamento de Engenharia Civil e Georrecursos, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2026*.

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

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

À minha família

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar o meu sincero agradecimento ao Professor Doutor Humberto Varum e ao Doutor José Filipe Miranda Melo pela orientação científica e técnica, pela disponibilidade constante, pelo rigor das suas observações e pelos conhecimentos que me transmitiram ao longo de todo este percurso. O seu acompanhamento foi determinante para o desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço igualmente a toda a equipa da MOQ Engineering, e em particular ao Engenheiro João Paulo Janeiro Primavera, pela forma como me acolheram, pelo excelente ambiente de trabalho proporcionado e pela dedicação com que me orientaram durante os últimos meses. Esta experiência constituiu uma oportunidade de aprendizagem extremamente enriquecedora, tanto a nível profissional como pessoal.

Aos amigos que fiz ao longo do meu percurso académico na FEUP, Polónia, Chaves, Miguel e Joana, agradeço todos os momentos partilhados, a amizade, o apoio e as memórias que contribuíram para tornar esta etapa verdadeiramente inesquecível.

Aos meus amigos de longa data, Sam, Xavi, João e Ornelas, deixo um agradecimento especial pela presença constante, pela motivação nos momentos mais exigentes e pelos momentos de descontração que me deram o equilíbrio necessário para fazer deste processo uma fase de genuíno crescimento, disciplina e aprendizagem.

À minha namorada, Isabel, agradeço o apoio incondicional, a compreensão e o incentivo permanente. Pelas conversas intermináveis, pela companhia e cumplicidade, pelos conselhos e pela confiança que sempre depositou em mim, especialmente nos momentos de maior dúvida e incerteza.

Por fim, agradeço à minha família, em particular aos meus pais e à minha irmã, por todo o apoio, carinho e incentivo ao longo da minha formação académica. Aos meus pais, por me terem proporcionado as condições necessárias para concluir os meus estudos e por nunca terem deixado de acreditar em mim. À minha mãe, pela ternura, pelas palavras sábias e pelas conversas inspiradoras. Ao meu pai, pela atenção constante e pelos pequenos gestos diários que tantas vezes fizeram a diferença. À minha irmã, pelas gargalhadas, pelas ajudas e conselhos e pelos momentos de descontração que tornaram este percurso mais fácil.

Obrigado.

RESUMO

O comportamento de pisos pré-fabricados em edifícios de betão armado suscita desafios no projeto estrutural, sobretudo na adoção da condição de diafragma rígido (CDR) e na transmissão eficaz das forças horizontais de inércia para os elementos resistentes em situação sísmica. A presente dissertação estuda, normativa e parametricamente, os aspetos que mais influenciam o comportamento diafragmático de pisos parcialmente pré-fabricados na resposta sísmica, avaliando a adequação de critérios normativos internacionais e quantificando o impacto de outros fatores nesse comportamento.

O enquadramento teórico incidiu sobre tipologias de lajes pré-fabricadas, propriedades das ligações e evidências reais dos desafios mencionados. Esta revisão permitiu fundamentar os mecanismos de rotura frágeis observados e a estratégia de modelação adotada na dissertação.

A investigação baseou-se numa análise numérica pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), recorrendo ao *software* Robot Structural Analysis (RSA). A comparação entre uma estrutura de planta em L e uma estrutura regular retangular permitiu concluir que a irregularidade geométrica prejudica bastante a verificação da CDR. A análise paramétrica das variantes pré-fabricadas revelou a natureza hiperbólica da rigidez em função da espessura da LC, demonstrando, ainda, que a presença de vigas de apoio tem um efeito estabilizador crucial na uniformização da distribuição dos deslocamentos destes diafragmas, enquanto a aplicação de critérios internacionais evidenciou diferenças relevantes associadas à sensibilidade de cada norma à componente torsional. Adicionalmente, a inclusão da rigidez dos painéis ortotrópicos definiu um limite superior de comportamento com ganhos significativos em lâminas menos espessas.

Por fim, o procedimento foi aplicado a um caso de estudo real, com elevada esbelteza e flexibilidade à torção. Os resultados validaram a metodologia e confirmaram que as assimetrias nos esforços de membrana e as elevadas tensões nas interfaces laje-parede persistem em cenários reais. Os resultados reforçaram também o papel estabilizador das vigas nas soluções parcialmente pré-fabricadas e concluiu-se que a consideração do prolongamento da capacidade resistente no plano dos painéis seria benéfica para aproximar os pisos de um comportamento rígido.

PALAVRAS-CHAVE: Condição de diafragma rígido, lajes pré-fabricadas, ação sísmica, Método dos Elementos Finitos, Eurocódigo 8.

ABSTRACT

The behaviour of precast flooring systems in reinforced concrete buildings poses challenges in structural design, particularly regarding the adoption of the rigid diaphragm condition (RDC) and the effective transmission of horizontal inertial forces to the lateral force-resisting elements under seismic conditions. This dissertation provides a normative and parametric study of the aspects that most significantly influence the diaphragmatic behaviour of partially precast floors in the global seismic response, evaluating the adequacy of international regulatory criteria and quantifying the impact of other factors on this behaviour.

The theoretical framework focused on precast slab typologies, connection properties, and real-world evidence of the challenges. This review grounded both the brittle failure mechanisms observed, and the modelling strategy adopted in this dissertation.

The investigation was based on a numerical analysis using the Finite Element Method (FEM) in Robot Structural Analysis (RSA) software. The comparison between an L-shaped structure and a regular structure led to the conclusion that geometric irregularity significantly hinders the verification of the RDC. The parametric analysis of the precast variants revealed the hyperbolic nature of stiffness as a function of the topping slab thickness. Furthermore, it demonstrated that the presence of support beams exerts a crucial stabilizing effect by uniformizing the displacement distribution of these diaphragms. Meanwhile, the application of international criteria highlighted relevant differences associated with each standard's sensitivity to the torsional component. Additionally, including the axial and shear stiffness of the orthotropic panels defined an upper bound of behaviour, showing significant gains in thinner topping slabs.

Finally, the procedure was applied to a real case study characterized by high slenderness and torsional flexibility. The results validated the methodology and confirmed that asymmetries in membrane forces and high stresses at the slab-wall interfaces persist in real-world scenarios. The stabilizing role of beams in partially precast solutions was also reinforced, and it was concluded that considering the continuity of the panels' in-plane load-bearing capacity would be beneficial to bring these floors closer to a rigid behaviour.

KEYWORDS: Rigid diaphragm condition, precast slabs, seismic action, Finite Element Method, Eurocode 8.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1 INTRODUÇÃO	25
1.1 ENQUADRAMENTO GERAL	25
1.2 MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS.....	26
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO E METODOLOGIA DE TRABALHO	27
2 SISTEMAS DE PISO PRÉ-FABRICADOS E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS LIGAÇÕES	30
2.1 TIPOLOGIAS DE LAJES PRÉ-FABRICADAS.....	30
2.1.1 Lajes alveolares	31
2.1.2 Lajes Minos	32
2.2 DESCRIÇÃO FUNDAMENTAL DA LÂMINA DE COMPRESSÃO BETONADA <i>IN SITU</i>	33
2.3 LIGAÇÕES A ELEMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS.....	34
2.3.1 Ligações de lajes pré-fabricadas a elementos horizontais	34
2.3.1.1 <i>Ligações laje-viga (LV)</i>	34
2.3.1.2 <i>Ligações laje-laje (LL)</i>	36
2.3.2 Ligações de lajes pré-fabricadas a paredes estruturais	38
2.4 DESAFIOS ASSOCIADOS ÀS LIGAÇÕES EM PROJETO SÍSMICO	42
2.4.1 Desafios estruturais e danos observados após o sismo de Kaikoura	42
2.4.2 Evidência experimental e soluções correntes	44
2.4.3 Desenvolvimentos recentes	45

3 ENQUADRAMENTO NORMATIVO INTERNACIONAL E COMPORTAMENTO DIAFRAGMÁTICO	47
3.1 PRINCIPAIS DIFERENÇAS ENTRE DIAFRAGMA RÍGIDO E FLEXÍVEL	48
3.2 ABORDAGENS NORMATIVAS INTERNACIONAIS AO PROJETO SÍSMICO	51
3.3 CRITÉRIOS DE PROJETO SÍSMICO GERAIS E DE PRÉ-FABRICAÇÃO	52
3.3.1 Classificação das classes de ductilidade	52
3.3.2 Categorias de sistemas estruturais resistentes	54
3.3.3 Fator de sobrerresistência nas ligações	55
3.3.4 Mecanismo de dissipação e classificação das ligações	56
3.3.5 Modelação numérica da rigidez efetiva	57
3.3.6 Fatores de redução do espectro elástico	58
3.4 CRITÉRIOS DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE DIAFRAGMAS	59
3.4.1 Critério de limitação de deformação	59
3.4.2 Espessura mínima da lâmina de compressão	61
3.4.3 Majoração de esforços de corte no diafragma	62
3.4.4 Limite de tensão de corte na interface	64
3.4.5 Critérios de regularidade em planta	66
4 ANÁLISES SÍSMICAS E INFLUÊNCIA DA REGULARIDADE EM PLANTA	68
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	68
4.2 SIMPLIFICAÇÕES, PRESSUPOSTOS E ESTRATÉGIAS DE MODELAÇÃO	69
4.2.1 Simplificações e pressupostos para as análises sísmicas	69
4.2.2 Simplificações e pressupostos para a conceção estrutural	70
4.2.3 Ações e combinações consideradas	71
4.2.4 Conceção estrutural e modelação do Modelo MON	73
4.3 ANÁLISE E VERIFICAÇÃO SÍSMICA DO MODELO MON	75
4.3.1 Análise modal e vibração natural da estrutura	75
4.3.2 Caracterização da ação sísmica e avaliação da CDR	77
4.3.2.1 Definição do espectro de resposta elástica e dos elementos primários ...	77
4.3.2.2 Avaliação da condição de diafragma rígido	80

4.3.3 Análise e verificação sísmica	82
4.3.3.1 Critérios de regularidade estrutural	82
4.3.3.2 Definição do espectro de resposta de cálculo	87
4.3.3.3 Verificações de segurança e validação do modelo	88
4.4 ANÁLISE DO IMPACTO DA REGULARIDADE EM PLANTA NA RIGIDEZ NO PLANO	96
4.4.1 Análise e verificação sísmica do Modelo MON_REG	96
4.4.2 Impacto da regularidade em planta	100
4.4.2.1 Relações de deformação no plano pelo critério do EC8	100
4.4.2.2 Distribuição de deslocamentos no plano	102
4.4.2.3 Distribuição de esforços de membrana	104
5 ANÁLISE PARAMÉTRICA DE DIAFRAGMAS PARCIALMENTE PRÉ-FABRICADOS	106
5.1 MODELAÇÃO E VALIDAÇÃO DA ESTRUTURA PARCIALMENTE PRÉ- FABRICADA.....	106
5.1.1 Soluções comerciais de lajes pré-fabricadas	107
5.1.2 Conceção estrutural e modelação do Modelo PF	109
5.2 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DIAFRAGMÁTICO DO MODELO PF.....	110
5.2.1 Análises complementares da influência das vigas e do peso próprio	110
5.2.2 Análise paramétrica do Modelo PF	112
5.2.2.1 Relações de deformação no plano pelo critério do EC8	112
5.2.2.2 Distribuição de deslocamentos no plano	116
5.2.2.3 Distribuição de esforços de membrana	119
5.3 APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS NORMATIVOS INTERNACIONAIS.....	124
5.3.1 Enquadramento metodológico	124
5.3.2 Determinação dos deslocamentos de referência e remoção da componente torsional	124
5.3.3 Validação do método de remoção da componente torsional.....	125
5.3.4 Aplicação dos critérios normativos internacionais ao modelo pré-fabricado	128
5.4 CONSIDERAÇÃO DA RIGIDEZ DOS PAINÉIS NOS DIAFRAGMAS	130
5.4.1 Estratégia de modelação e enquadramento.....	130

5.4.2 Determinação das matrizes de rigidez.....	131
5.4.3 Simplificações e comparação de tipologias	134
5.4.4 Relações de deformação no plano pelo critério do EC8.....	135
6 CASO DE ESTUDO: VALIDAÇÃO METODOLÓGICA NUM PROJETO REAL.....	138
6.1 DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO E ENQUADRAMENTO SÍSMICO REGIONAL	138
6.1.1 Identificação e localização do edifício.....	138
6.1.2 Descrição geral da estrutura.....	138
6.1.3 Modelos de cálculo	139
6.1.4 Enquadramento sísmico regional e ações consideradas.....	140
6.2 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DIAFRAGMÁTICO DO MODELO CS_MON	141
6.3 MODELAÇÃO E ANÁLISE DO MODELO CS_PF.....	144
6.3.1 Relações de deformação no plano pelo critério do EC8.....	146
6.3.2 Distribuição de deslocamentos no plano	148
6.3.2.1 Análise para a direção X.....	149
6.3.2.2 Análise para a direção Y.....	151
6.3.3 Distribuição dos esforços de membrana.....	153
6.3.3.1 Análise para a direção X.....	153
6.3.3.2 Análise para a direção Y.....	155
6.3.4 Consideração da rigidez dos painéis nos diafragmas.....	158
7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES DE TRABALHOS FUTUROS	161
7.1 CONCLUSÕES.....	161
7.2 RECOMENDAÇÕES DE TRABALHOS FUTUROS	163
ANEXOS.....	170
A.1 RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL DO MODELO MON	172

A.2 RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL DO MODELO MON_REG	174
A.3 SOLUÇÕES COMERCIAIS DE PAINÉIS PRÉ-FABRICADOS.....	176
A.4 NÓS OUTLIERS NO PISO 1 DO MODELO PF_LC12.....	179
A.5 ALGORITMO EM PYTHON PARA DETERMINAÇÃO DAS MATRIZES DE RIGIDEZ DOS PAINÉIS ALVEOLARES E MINOS	181
A.6 OUTPUT DO ALGORITMO PARA A SOLUÇÃO P150/270	185
A.7 RESULTADOS DE ANÁLISE MODAL DO MODELO CS_MON	187
A.8 DIAGRAMAS DE ESFORÇOS E DEFORMADAS DA SOLUÇÃO P150/200 [3]	191
A.9 RESULTADOS DE ANÁLISE MODAL DO MODELO CS_PF	193

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – Fluxograma da metodologia da dissertação	29
Fig. 2.1 – Tipos de secções transversais de lajes alveolares com 1,20 metros de largura (figura pelo autor, baseada em [3])	31
Fig. 2.2 – Tipos de secções transversais de laje Minos (sem LC) com 1,20 metros de largura (figura pelo autor, baseada em [6])	32
Fig. 2.3 – Esquema legendado das componentes de uma solução final da laje Minos [5]	33
Fig. 2.4 – Pormenores construtivos de ligação entre laje alveolar e viga <i>in situ</i> : (a) viga de extremidade; (b) viga intermédia (adaptado de [12])	35
Fig. 2.5 – Incremento do vão admissível de lajes alveolares devido à continuidade nos apoios [14] ..	35
Fig. 2.6 – Representação e função da chave de corte: (a) esquema do piso sujeito a carga vertical; (b) detalhe de junta com chave de corte; (c) mecanismo de transferência de corte fora do plano [10]	36
Fig. 2.7 – Tipos de ligação LL de lajes alveolares, dependendo da presença de uma lâmina de compressão [19]	37
Fig. 2.8 – Esquema representativo dos mecanismos de corte no plano em lajes pré-fabricadas: (a) corte viga-laje; (b) corte no plano do pavimento; (c) corte laje-laje [16]	37
Fig. 2.9 – Soluções de armadura para aumento de rigidez em ligações LL: (a) laje alveolar; (b) laje Minos (adaptado de [19])	38
Fig. 2.10 – Restrição não intencional de uma ligação de uma laje alveolar a uma parede [10]	39
Fig. 2.11 – Modelo de escoras e tirantes de um diafragma com armadura de distribuição bidirecional [10]	40
Fig. 2.12 – Pormenores de ligações longitudinais de uma laje alveolar a uma parede estrutural com cintas perimetrais [10]	41
Fig. 2.13 – Vistas em corte de padrões de fendilhação transversal em painéis de laje alveolares resultantes do sismo Kaikoura [24]	43
Fig. 2.14 – Desenho esquemático da geometria e detalhes do provete da ligação intermodular (un.: mm) [23]	44
Fig. 2.15 – Esquema da função da tira FRP face às deformações incompatíveis entre um pórtico e uma laje alveolar, com representação de uma fissura de descontinuidade na interface [25]	44
Fig. 2.16 – Exemplo de instalação para um ensaio, no âmbito do ReCast Floors, em sub-montagem de uma laje alveolar [26]	45
Fig. 2.17 – Propriedades mecânicas comparativas de materiais compósitos de alto desempenho para estruturas resistentes a sismos nos EUA (adaptado de [27])	46
Fig. 2.18 – Números anuais e cumulativos de artigos de investigação sobre PBD indexados na Scopus de 1981 até 2023 [28]	46
Fig. 3.1 – Esquema das diferentes hipóteses de deformação do diafragma: (a) diafragma rígido; (b) diafragma flexível (adaptado de [31])	48

Fig. 3.2 – Exemplos dos modelos numéricos testados: (a) vista 2D em planta de edifícios sem <i>shear walls</i> em L e em U; (b) vista 3D de edifícios com <i>shear walls</i> retangulares, em U e em T (adaptado de [30]).....	49
Fig. 3.3 – <i>Equivalent-Beam-on-Springs model</i> para análise da flexibilidade do diafragma [29].....	50
Fig. 3.4 – Influência do fator de redução de esforços sísmicos no comportamento linear [7]	58
Fig. 3.5 – Deslocamentos medidos para avaliar a rigidez do diafragma (adaptado de [44])	59
Fig. 3.6 – Esquema da amplificação ao corte do diafragma [36]	63
Fig. 3.7 – Tipos de geometrias irregulares em planta [45]	67
Fig. 4.1 – Zonamento sísmico em Portugal Continental: (a) A.S. Tipo 1; (b) A.S. Tipo 2 [8].....	69
Fig. 4.2 – Tipos de terreno [8]	70
Fig. 4.3 – Modelo MON: (a) vista frontal; (b) vista traseira.....	74
Fig. 4.4 – Modo de vibração 3 do Modelo MON: (a) vista frontal; (b) vista em planta	76
Fig. 4.5 – Modo de vibração 2 do Modelo MON: (a) vista lateral; (b) vista em planta	76
Fig. 4.6 – Vista em planta da deformada associada ao modo de vibração 1 do Modelo MON	76
Fig. 4.7 – Espectro de resposta elástica horizontal para A.S. Tipos 1 e 2 para Lagos	78
Fig. 4.8 – Modelo MON P com representação visual das rótulas nas extremidades dos pilares	80
Fig. 4.9 – Esquema representativo do critério da cláusula 4.2.3.2(3) do EC8.....	85
Fig. 4.10 – Esquema de fluxos de cálculo de q consoante o sistema estrutural	87
Fig. 4.11 – Espectro de cálculo para a A.S. Tipo 1	88
Fig. 4.12 – Envolvente de cálculo dos momentos fletores em paredes esbeltas de sistemas de paredes [8].....	95
Fig. 4.13 – Modelo MON_REG: (a) vista frontal; (b) vista traseira.....	97
Fig. 4.14 – Modo de vibração 1 do Modelo MON_REG: (a) vista frontal; (b) vista em planta	97
Fig. 4.15 – Modo de vibração 2 do Modelo MON_REG: (a) vista lateral; (b) vista em planta	98
Fig. 4.16 – Modo de vibração 3 do Modelo MON_REG	98
Fig. 4.17 – Mapa de deslocamentos na direção X, devido a E_k : (a) Modelo MON; (b) Modelo MON_REG.....	102
Fig. 4.18 – Mapa de esforços N_{XX} , devido a E_k : (a) Modelo MON; (b) Modelo MON_REG	104
Fig. 4.19 – Detalhe dos esforços N_{XX} na zona de descontinuidade do Modelo MON, após refinamento da malha	105
Fig. 5.1 – Modelo PF: (a) vista frontal; (b) vista traseira	109
Fig. 5.2 – Variação da relação máxima de deformação em X em função da espessura da LC	113
Fig. 5.3 – Modelo PF_LC4: (a) campo de pontos em incumprimento da CDR (a verde); (b) mapa de deslocamentos em X devido a E_k	115
Fig. 5.4 – Modelo PF_LC7: (a) campo de pontos em incumprimento da CDR (a verde); (b) mapa de deslocamentos em X devido a E_k	115
Fig. 5.5 – Modelo PF_LC9: (a) campo de pontos do diafragma (todos em cumprimento da CDR); (b) mapa de deslocamentos em X devido a E_k	115

Fig. 5.6 – Mapa de deslocamentos na direção X, devido a E_{kx} : (a) Modelo PF_LC4; (b) Modelo PF_LC12	116
Fig. 5.7 – Mapa de deslocamentos na direção X, devido a E_{kx} : (a) Modelo PF_LC12; (b) Modelo MON	118
Fig. 5.8 – Mapa de esforços NXX , devido a E_{kx} : (a) Modelo PF_LC4; (b) Modelo PF_LC12	120
Fig. 5.9 – Mapa de esforços NXX , devido a E_{kx} : (a) Modelo PF_LC12; (b) Modelo MON	122
Fig. 5.10 – Modelo simplificado do Piso 1: (a) forças equivalentes em X; (b) forças equivalentes em Y	125
Fig. 5.11 – Deformadas translacionais do Piso 1: (a) na direção X; (b) na direção Y	126
Fig. 5.12 – Matrizes constitutivas de rigidez de membrana (D) e de rigidez ao corte transversal (H) para uma laje ortotrópica	130
Fig. 5.13 – Secção transversal do painel de laje alveolar P150	132
Fig. 5.14 – Comparação dos termos das matrizes de rigidez de membrana e ao corte para um painel de laje alveolar P150	132
Fig. 5.15 – Secção transversal cotada do painel de laje Minos considerado na análise	133
Fig. 6.1 – Modelo de cálculo CS_MON: (a) vista frontal; (b) vista traseira	141
Fig. 6.2 – Representação gráfica das relações de deformação segundo o critério do EC8, para cada piso do Modelo CS_MON	142
Fig. 6.3 – Deformadas, com indicação (a verde) dos nós que não verificam a CDR pelo critério do EC8: (a) Piso 6 para E_{kx} ; (b) Piso 0 para E_{ky}	143
Fig. 6.4 – Modelo de cálculo CS_PF, com representação da secção cheia dos pórticos: (a) vista frontal; (b) vista traseira	144
Fig. 6.5 – Secção transversal da solução P150/220, com armadura representativa, utilizada no Modelo CS_PF_LC7	145
Fig. 6.6 – Modelo de cálculo CS_PF_LC7: (a) vista frontal; (b) vista traseira	146
Fig. 6.7 – Representação gráfica das relações de deformação segundo o critério do EC8, para cada piso do Modelo CS_PF_LC7	147
Fig. 6.8 – Mapa de deslocamentos na direção X, para E_{kx} : (a) Modelo CS_MON; (b) Modelo CS_PF_LC7	149
Fig. 6.9 – Mapa de deslocamentos na direção Y, para E_{ky} : (a) Modelo CS_MON; (b) Modelo CS_PF_LC7	151
Fig. 6.10 – Mapa de esforços NXX , para E_{kx} : (a) Modelo CS_MON; (b) Modelo CS_PF_LC7	153
Fig. 6.11 – Mapa de esforços NYN , para E_{ky} : (a) Modelo CS_MON; (b) Modelo CS_PF_LC7	155

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Diferentes categorias de classes ductilidade para edifícios de betão armado (baseado e adaptado de [43])	53
Quadro 3.2 – Diferentes categorias de sistemas estruturais resistentes	54
Quadro 3.3 – Diferentes abordagens face à sobrerresistência nas ligações	55
Quadro 3.4 – Diferentes classificações das ligações face à sua capacidade dissipativa	56
Quadro 3.5 – Diferentes abordagens à modelação da rigidez efetiva do betão armado	57
Quadro 3.6 – Diferentes fatores de redução do espectro elástico	58
Quadro 3.7 – Diferentes critérios mínimos para a espessura da lâmina de compressão	62
Quadro 3.8 – Diferentes critérios de majoração de esforços de corte nos diafragmas pré-fabricados	63
Quadro 3.9 – Diferentes critérios de limitação da tensão de corte na interface entre as lajes e o sistema vertical resistente.....	66
Quadro 4.1 – Ações verticais consideradas.....	72
Quadro 4.2 – Combinações de ações verticais	72
Quadro 4.3 – Características dos elementos estruturais do Modelo MON.....	73
Quadro 4.4 – Parâmetros de definição do espectro elástico para Lagos.....	77
Quadro 4.5 – Distribuição de forças sísmicas pelos elementos verticais	79
Quadro 4.6 – Massa modal total de cada piso.....	79
Quadro 4.7 – Relações máximas de deformação segundo o critério do EC8, para cada piso	81
Quadro 4.8 – Valores de K_{FX} , K_{FY} e K_M para cada piso	83
Quadro 4.9 – Verificação da rigidez mínima à torção pelo EC8 (4.1b).....	84
Quadro 4.10 – Verificação da excentricidade estrutural máxima pelo EC8 (4.1a).....	84
Quadro 4.11 – Critérios de regularidade em planta do EC8	86
Quadro 4.12 – Critérios de regularidade em altura do EC8.....	87
Quadro 4.13 – Verificação da limitação de deslocamentos relativos entre pisos.....	89
Quadro 4.14 – Avaliação dos efeitos de segunda ordem (efeitos $P-\Delta$).....	91
Quadro 4.15 – Fatores de incremento de deslocamentos para o Modelo MON	92
Quadro 4.16 – Combinações de ações sísmicas (cálculo) com ações gravíticas	93
Quadro 4.17 – Combinações de ações sísmicas (elásticas) com ações gravíticas	94
Quadro 4.18 – Verificação e dimensionamento dos elementos verticais do Modelo MON	95
Quadro 4.19 – Características dos elementos estruturais do Modelo MON_REG.....	96
Quadro 4.20 – Verificação e dimensionamento dos elementos verticais do Modelo MON_REG	99
Quadro 4.21 – Comparação das relações máximas de deformação segundo o critério do EC8, entre MON e MON_REG, para a direção X	100
Quadro 4.22 – Comparação das relações máximas de deformação segundo o critério do EC8, entre MON e MON_REG, para a direção Y	101

Quadro 4.23 – Comparação entre diferenciais de deslocamentos de pontos característicos em X, nas extremidades do Piso 1	103
Quadro 5.1 – Peso próprio e secções representativas dos painéis de lajes alveolares	107
Quadro 5.2 – Peso próprio e secções representativas dos painéis de lajes Minos	108
Quadro 5.3 – Influência da presença e da rigidez das vigas nas relações de deformação em X	111
Quadro 5.4 – Influência do peso próprio nas relações de deformação e nos deslocamentos absolutos do Modelo PF_LC26	111
Quadro 5.5 – Valores das relações máximas de deformação e dos desvios face ao controlo	114
Quadro 5.6 – Comparação entre diferenciais de deslocamentos em X nas extremidades do Piso 1, para os Modelos PF_LC4 e PF_LC12	117
Quadro 5.7 – Comparação entre diferenciais de deslocamentos em X nas extremidades do Piso 1, para os Modelos PF_LC12 e MON	118
Quadro 5.8 – Comparação entre esforços NXX de em pontos característicos homólogos, para o Piso 1 dos Modelos PF_LC4 e PF_LC12	120
Quadro 5.9 – Comparação entre diferenciais de distribuição de esforços NXX , para E_{kx} , para o Piso 1 dos Modelos PF_LC4 e PF_LC12	121
Quadro 5.10 – Comparação entre esforços NXX em pontos característicos homólogos, para o Piso 1 dos Modelos PF_LC12 e MON	122
Quadro 5.11 – Comparação entre diferenciais de distribuição de esforços NXX , para E_{kx} , para o Piso 1 dos Modelos PF_LC12 e MON	123
Quadro 5.12 – Comparação qualitativa entre a homogeneidade de distribuição de esforços NXX , para E_{kx} , para os Modelos PF_LC12 e MON	123
Quadro 5.13 – Valores dos deslocamentos totais, translacionais e diferenciais no plano e verticais dos elementos resistentes, para a direção X	128
Quadro 5.14 – Valores dos deslocamentos totais, translacionais e diferenciais no plano e verticais dos elementos resistentes, para a direção Y	128
Quadro 5.15 – Síntese das diferentes verificações normativas da CDR, para a direção X	129
Quadro 5.16 – Síntese das diferentes verificações normativas da CDR, para a direção Y	129
Quadro 5.17 – Matrizes de rigidez de membrana, D, das lajes pré-fabricadas sem LC	134
Quadro 5.18 – Matrizes de rigidez ao corte, H, das lajes pré-fabricadas sem LC	134
Quadro 5.19 – Matrizes de rigidez de membrana, D, das lajes pré-fabricadas com LC de 4 cm	136
Quadro 5.20 – Matrizes de rigidez ao corte, H, das lajes pré-fabricadas com LC de 4 cm	136
Quadro 5.21 – Ganhos de rigidez de membrana e corte face ao modelo PF_LC4, para as tipologias alveolar e Minos	136
Quadro 5.22 – Ganhos de rigidez de membrana e corte face ao modelo PF_LC12, para as tipologias alveolar e Minos	137
Quadro 5.23 – Relações de deformação diafragmática para os modelos PF_LC4 e PF_LC12, com e sem contribuição dos painéis	137
Quadro 6.1 – Espessuras das lajes fungiformes maciças por piso	139

Quadro 6.2 – Valores adotados para as diferentes sobrecargas segundo o Eurocódigo 0	140
Quadro 6.3 – Relações de deformação segundo o critério do EC8, para cada piso do Modelo CS_MON	142
Quadro 6.4 – Comparação das relações máximas de deformação segundo o critério do EC8, entre CS_MON e CS_PF_LC7, para a direção X	147
Quadro 6.5 – Comparação das relações máximas de deformação segundo o critério do EC8, entre CS_MON e CS_PF_LC7, para a direção Y	148
Quadro 6.6 – Comparação entre diferenciais de deslocamentos de pontos característicos homólogos em X, nas extremidades do Piso 3.....	150
Quadro 6.7 – Comparação entre diferenciais de deslocamentos de pontos característicos homólogos em Y, nas extremidades do Piso 3.....	152
Quadro 6.8 – Comparação entre esforços NXX em pontos característicos homólogos, no Piso 3 ...	154
Quadro 6.9 – Comparação entre diferenciais de distribuição de esforços NXX , para E_{kx} , no Piso 3	154
Quadro 6.10 – Comparação qualitativa entre a homogeneidade de distribuição de NXX , para E_{kx} , no Piso 3.....	155
Quadro 6.11 – Comparação entre esforços $NY Y$, em pontos característicos homólogos, no Piso 3.	156
Quadro 6.12 – Comparação entre diferenciais de distribuição de esforços $NY Y$, para E_{ky} , no Piso 3	156
Quadro 6.13 – Comparação qualitativa entre a homogeneidade de distribuição de esforços $NY Y$, para E_{ky} , no Piso 3.....	157
Quadro 6.14 – Matrizes de rigidez da solução de laje alveolar P150/220.....	158
Quadro 6.15 – Ganho e quebra de rigidez comparado com o Modelo CS_PF_LC7 e com o CS_MON, respetivamente	158
Quadro 6.16 – Comparação das relações máximas de deformação segundo o critério do EC8, entre os três modelos, para a direção X	159
Quadro 6.17 – Comparação das relações máximas de deformação segundo o critério do EC8, entre os três modelos, para a direção Y	159

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

a_g	[m/s ²]	Aceleração de pico do solo de referência
A	[m ²]	Área da secção transversal
A_b	[m ² /m]	Área das placas superior e inferior por unidade de largura
A_v	[m ² /m]	Área de corte efetiva por unidade de largura
d_r	[mm]	<i>Drift</i> lateral dos elementos verticais resistentes
$d_{r,médio}$	[mm]	<i>Drift</i> médio dos elementos verticais resistentes
$D_{11}, D_{12}, D_{22}, D_{33}$	[kN/m]	Termos da matriz de rigidez de membrana
E	[GPa]	Módulo de elasticidade
E_{cm}	[GPa]	Módulo de elasticidade médio do betão
f_{ck}	[MPa]	Valor característico da resistência à compressão do betão
f_{ctd}	[MPa]	Valor de cálculo da resistência à tração do betão
G	[GPa]	Módulo de distorção do betão
h_{total}	[m]	Espessura total do painel pré-fabricado
h_1	[m]	Espessura da placa inferior do painel alveolar
h_2	[m]	Espessura da placa superior do painel alveolar
h_{LC}	[m]	Espessura da lâmina de compressão
H_{11}, H_{22}	[kN/m]	Termos da matriz de rigidez ao corte transversal
I_x, I_y	[m ⁴]	Momento de inércia da secção transversal
l	[m]	Largura do painel pré-fabricado
L_{min}	[m]	Largura do diafragma
L_{max}	[m]	Comprimento do diafragma
M_{Ed}	[kNm]	Momento fletor de cálculo
N_{xx}	[kN/m]	Esforço de membrana na direção X
N_{yy}	[kN/m]	Esforço de membrana na direção Y
q	-	Coeficiente de comportamento
Q_1, Q_3	[mm]	Primeiro e terceiro quartis
S_d	[m/s ²]	Aceleração de cálculo devida à ação sísmica

S_e	[m/s ²]	Aceleração elástica devida à ação sísmica
T	[s]	Período natural de vibração
T_B, T_C, T_D	[s]	Períodos limites do espectro de resposta
UX, UY	[mm]	Deslocamento horizontal na direção X e Y
$U_{torção}$	[mm]	Componente torsional do deslocamento
$U_{translacional}$	[mm]	Componente translacional do deslocamento
V_{Ed}	[kN]	Esforço transversal de cálculo
x_{CR}, y_{CR}	[m]	Coordenadas do centro de rigidez
$\delta_{diafragma}$	[mm]	Deformação diferencial no plano do diafragma
γ_d	-	Fator de sobrerresistência para diafragmas
γ_{Rd}	-	Fator de sobrerresistência nas ligações pré-fabricadas
θ_z	[rad]	Rotação em torno do eixo Z
λ	-	Esbelteza em planta
ν	-	Coefficiente de Poisson

<i>A. S.</i>	Ação sísmica
<i>ASCE</i>	American Society of Civil Engineers
<i>CAD</i>	Desenho assistido por computador
<i>CDR</i>	Condição de diafragma rígido
<i>CR</i>	Centro de rigidez
<i>Modelo CS_MON</i>	Modelo monolítico do caso de estudo real
<i>Modelo CS_PF</i>	Modelo pré-fabricado do caso de estudo real
<i>DC1, DC2, DC3</i>	Classes de ductilidade do draft do EC8
<i>DCL, DCM, DCH</i>	Classes de ductilidade do EC8 (Baixa, Média, Alta)
<i>EC2</i>	Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão
<i>EC8</i>	Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência sísmica
<i>EF</i>	Elemento finito
<i>Ekx, Eky</i>	Ação sísmica na direção X e na direção Y
<i>ELS</i>	Estado limite de serviço

<i>ELU</i>	Estado limite último
<i>fib</i>	<i>Fédération Internationale du Béton</i>
<i>IQR</i>	Intervalo interquartil
<i>LC</i>	Lâmina de compressão
<i>LM</i>	Laje maciça
<i>LL</i>	Ligação laje-laje
<i>LV</i>	Ligação laje-viga
<i>Modelo MON</i>	Modelo monolítico de controlo
<i>Modelo MON_REG</i>	Modelo monolítico regular
<i>NTC – DS</i>	<i>Normas Técnicas Complementares – Diseño por Sismo</i> (México)
<i>NZS</i>	<i>New Zealand Standard</i>
<i>Modelo PF</i>	Modelo parcialmente pré-fabricado
<i>Modelo PF_LC_n</i>	Modelo pré-fabricado com lâmina de compressão de <i>n</i> cm
<i>RSA</i>	Robot Structural Analysis

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO GERAL

A pré-fabricação em betão tem vindo a afirmar-se como uma solução cada vez mais relevante no setor AECO, impulsionada por vantagens associadas à industrialização, como a otimização de prazos, a diminuição dos custos de transporte e a menor produção de resíduos, ruído e emissões em obra. Estas características tornam-na particularmente atrativa numa perspetiva de sustentabilidade, eficiência produtiva e controlo de qualidade, contribuindo para a crescente adoção deste método construtivo em edifícios habitacionais, de escritórios e industriais.

Apesar destas vantagens, a aplicação de pisos pré-fabricados em zonas sísmicas continua a colocar desafios, sobretudo no que respeita ao comportamento dos diafragmas em planta.

O diafragma constitui o elemento responsável por recolher as massas excitadas na ação sísmica e por transferir, de forma essencialmente não dissipativa, as forças horizontais para os elementos verticais resistentes. Por isso, o seu comportamento deve aproximar-se, tanto quanto possível, da condição de diafragma rígido (CDR), de modo a garantir uma distribuição mais uniforme e previsível das ações sísmicas pelos sistemas resistentes.

No contexto dos pisos pré-fabricados, esta exigência torna-se particularmente crítica, uma vez que os painéis apresentam, por natureza, ligações e descontinuidades que podem reduzir a rigidez no plano. Para mitigar esse efeito, o projeto sísmico recorre frequentemente a uma lâmina de compressão betonada *in situ*, cuja espessura mínima é imposta pelas normas como meio de assegurar a compatibilização entre painéis e a transmissão eficaz das forças no plano.

Ainda assim, permanece incerteza quanto à viabilidade estrutural desta solução em regiões de maior perigosidade sísmica, onde a resposta do diafragma condiciona de forma decisiva o desempenho global da estrutura.

1.2 MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS

A presente dissertação surgiu da necessidade de clarificar, com base num estudo numérico sistemático, em que condições um piso pré-fabricado pode ser considerado rígido em termos diafragmáticos e de que forma essa condição é afetada pela regularidade em planta, pela espessura da lâmina de compressão (LC) e pela presença de vigas de apoio.

O tema assume especial relevância porque, na prática de projeto, ainda existe informação limitada sobre o comportamento sísmico destas soluções e sobre a forma como diferentes normas internacionais analisam o comportamento sísmico de pisos pré-fabricados.

O principal objetivo do trabalho consistiu em avaliar a CDR em pisos pré-fabricados, recorrendo primariamente ao Eurocódigo 8 (EC8), mas também confrontando os resultados com critérios adotados por outras normas internacionais. Procurou-se, assim, identificar parâmetros com influência significativa no comportamento diafragmático e compreender de que modo estes afetam a distribuição de deslocamentos, de esforços de membrana e a classificação normativa da rigidez do piso.

Mais concretamente, a investigação procurou:

- Estudar a influência da regularidade em planta na resposta sísmica e na avaliação da CDR;
- Quantificar o efeito da espessura da LC na rigidez no plano dos pisos pré-fabricados;
- Avaliar o contributo das vigas de apoio na uniformização dos deslocamentos e na redistribuição dos esforços de diafragmas pré-fabricados;
- Comparar o comportamento obtido pelo EC8 com o de outras normas internacionais na avaliação de diafragmas;
- Validar as hipóteses desenvolvidas em modelos teóricos através da aplicação dos mesmos procedimentos a um caso de estudo real.

Em termos de enquadramento científico e prático, o trabalho procurou ainda contribuir para uma melhor fundamentação de projeto em soluções parcialmente pré-fabricadas, demonstrando que a classificação da resposta diafragmática não depende apenas da rigidez absoluta do piso, mas também da interação entre geometria, flexibilidade à torção, mecanismo de transmissão das ações horizontais e do fundamento normativo de projeto.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO E METODOLOGIA DE TRABALHO

A dissertação encontra-se organizada de forma progressiva, passando do enquadramento teórico à estruturação paramétrica, à aplicação numérica e, por fim, à validação metodológica num edifício real.

Nos capítulos iniciais, 2 e 3, foi realizada a revisão do estado da arte sobre sistemas de piso pré-fabricados, incluindo as tipologias de painéis, os tipos de ligações, o seu comportamento mecânico e soluções construtivas tipicamente adotadas. Em paralelo, foram introduzidos conceitos relevantes do projeto sísmico e aprofundado o conceito de diafragma rígido e o respetivo enquadramento normativo, com destaque para o EC8 e para critérios utilizados noutras normas internacionais.

O Capítulo 4 estabeleceu a base metodológica da dissertação, reunindo as simplificações adotadas, as hipóteses e opções de modelação, os parâmetros de comparação e a estratégia global de análise sísmica.

Ainda no Capítulo 4 foi apresentado o modelo teórico de controlo, utilizado como referência para a validação e interpretação dos restantes modelos. Neste modelo foi desenvolvido o processo completo de análise sísmica segundo o EC8, incluindo análise modal, definição do espectro de resposta, verificação do sistema estrutural, avaliação da CDR, consideração dos efeitos de segunda ordem e verificação dos deslocamentos relativos entre pisos (*drifts*).

Foi ainda analisado o impacto da regularidade em planta através da comparação entre uma estrutura em L e uma estrutura regular, justificando a adoção da geometria irregular como caso de estudo teórico inicial.

No Capítulo 5 desenvolveu-se a análise paramétrica dos diafragmas parcialmente pré-fabricados, avaliando diferentes espessuras da LC e a influência do contributo das vigas. Foram analisadas a relação entre rigidez real e rigidez infinita, a distribuição de deslocamentos e os esforços de membrana.

Foram ainda aplicados critérios normativos internacionais para a classificação da rigidez dos diafragmas, evidenciando diferenças significativas entre metodologias de avaliação.

Por fim, o Capítulo 6 correspondeu ao caso de estudo real, utilizado para validar as conclusões obtidas nos modelos teóricos. Foram analisadas soluções monolíticas e parcialmente pré-fabricadas, confirmando-se algumas das tendências observadas na análise paramétrica e evidenciando-se, simultaneamente, efeitos próprios da configuração real, nomeadamente a influência ainda mais proeminente da torção e o mecanismo de redistribuição dos esforços no plano.

Metodologicamente, a dissertação combinou revisão bibliográfica baseada em artigos científicos e dissertações variadas, enquadramento normativo, modelação numérica em elementos finitos, análise modal e espectral, estudos paramétricos e validações em caso real.

Esta sequência permitiu estabelecer uma ligação coerente entre teoria, regulamentação e comportamento estrutural numérico, suportando as conclusões em modelos simplificados e numa aplicação prática representativa.

A Fig. 1.1 esquematiza a metodologia adotada na presente dissertação.

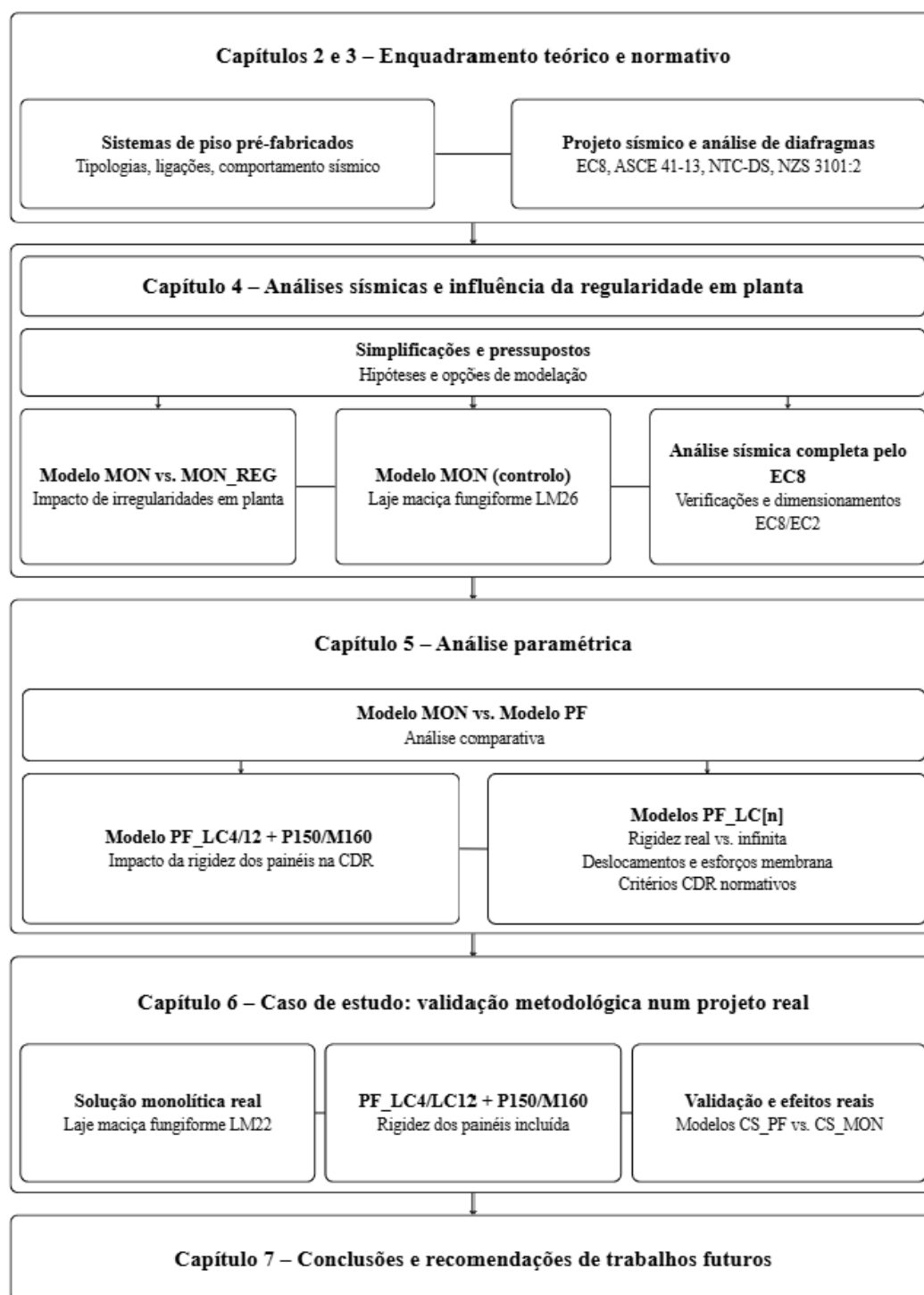


Fig. 1.1 – Fluxograma da metodologia da dissertação

2

SISTEMAS DE PISO PRÉ-FABRICADOS E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS LIGAÇÕES

2.1 TIPOLOGIAS DE LAJES PRÉ-FABRICADAS

As lajes em betão pré-fabricado constituem aproximadamente metade dos pavimentos utilizados em edifícios comerciais e habitacionais [1]. As secções transversais deste tipo de elementos têm vindo a ser otimizadas e adaptadas para vários tipos de utilizações e vãos, permitindo a preservação da resistência à flexão e reduzindo o tempo de espera pela cura do betão através de processos de montagem expeditos [1].

Para o presente estudo, serão apenas analisados, numericamente, dois tipos de lajes pré-fabricadas unidireccionais: lajes alveolares e lajes Minos. Embora envolvam processos de execução distintos, ambas garantem a diminuição do peso próprio do piso, conduzindo o dimensionamento global da estrutura para um resultado menos dispendioso [2].

2.1.1 Lajes alveolares

As lajes alveolares (*hollow-core slabs*), cujas diferentes tipologias estão representadas na Fig. 2.1, são os elementos de laje de betão unidirecionais pré-fabricado mais utilizados [1].

Este tipo de solução representa oportunidades além das estruturais, como a instalação de infra-estruturas mecânicas ou elétricas, a disponibilização de conforto térmico, e a contribuição para o isolamento acústico do edifício [2].

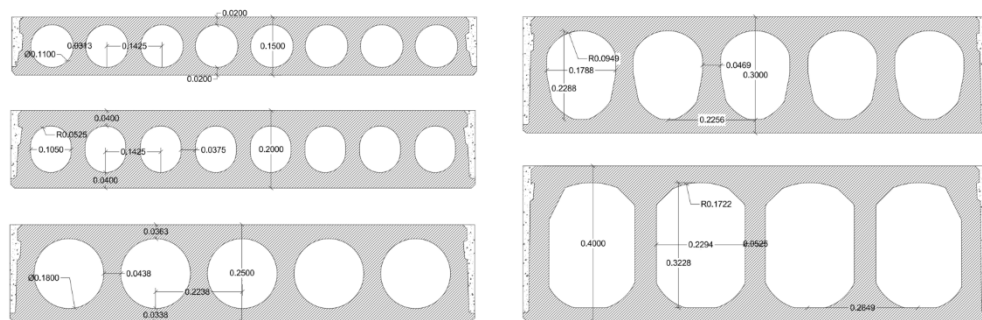


Fig. 2.1 – Tipos de secções transversais de lajes alveolares com 1,20 metros de largura (figura pelo autor, baseada em [3])

As larguras destes painéis variam, usualmente, entre os 0,6 e os 1,2 m, sendo esta última a mais comum devido aos equipamentos de fabrico [1]. As espessuras podem variar entre os 150 e os 400 mm. Este tipo de laje pré-fabricada é ideal para vencer vãos maiores do que 9 m em edifícios habitacionais ou comerciais [4].

Os pesos próprios dos painéis variam entre 2,25 e 4,47 kN/m², para painéis de 150 e 400 mm de espessura, respetivamente, reduzindo, por si só, de 40 a cerca de 55% o peso próprio do piso face a lajes maciças de espessuras equivalentes.

2.1.2 Lajes Minos

As lajes Minos são um tipo de pré-laje cujas tipologias de secções transversais estão representadas na Fig. 2.2. Estas soluções são constituídas por painéis pré-fabricados de betão armado, adotados em edifícios de habitação, industriais e em estacionamentos [5].

Os painéis são projetados para serem pré-esforçados nas nervuras extremas e internas, que conferem resistência à flexão e área adicional para resistência axial [5].

A solução final é, portanto, parcialmente pré-fabricada, sendo que exige a betonagem de betão complementar *in situ*, com a obrigatoriedade da presença de uma lâmina de compressão. Sendo que esta não está representada na Fig. 2.2, por se pretender, apenas, a representação das diferentes espessuras que o aligeiramento em poliestireno extrudido (XPS) e o betão complementar podem assumir.

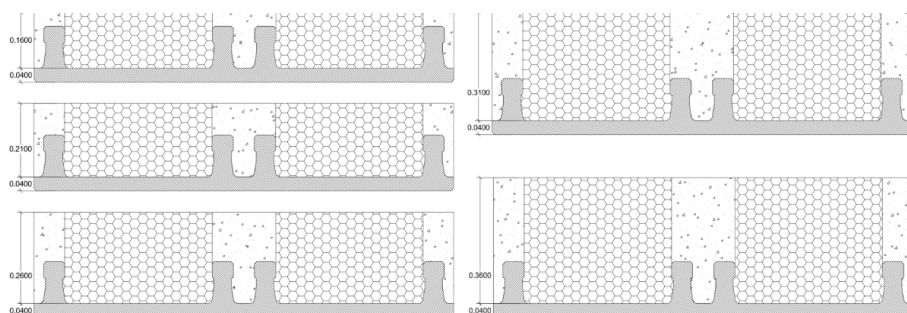


Fig. 2.2 – Tipos de secções transversais de laje Minos (sem LC) com 1,20 metros de largura (figura pelo autor, baseada em [6])

Estes elementos são fabricados em larguras de 0,90 ou 1,20 m, sendo a segunda a mais comum [5]. Os painéis de pré-laje têm uma geometria limitada e constante, que contam com nervuras com 12 cm de altura, uma placa maciça de 4 cm de espessura e com um peso próprio de 1,80 kN/m², para a solução de 1,20 m de largura.

As diferentes tipologias derivam das necessidades de resistência à flexão e de flecha máxima, dependendo da espessura do enchimento em XPS e do conseqüente betão complementar, que confere o ganho de rigidez adicional à solução final [5].

2.2 DESCRIÇÃO FUNDAMENTAL DA LÂMINA DE COMPRESSÃO BETONADA *IN SITU*

Tanto nas lajes Minos, como nas lajes alveolares é, normalmente, executada uma lâmina de compressão betonada *in situ*. No caso das lajes alveolares, a sua aplicação é opcional [3].

Este elemento, um dos representados na Fig. 2.3, além de elevar o eixo neutro da secção transversal e promover maior resistência à flexão e a tensões de compressão da solução final, promove a solidarização transversal do conjunto de painéis, contribuindo para o comportamento monolítico da solução após a cura do betão [5].

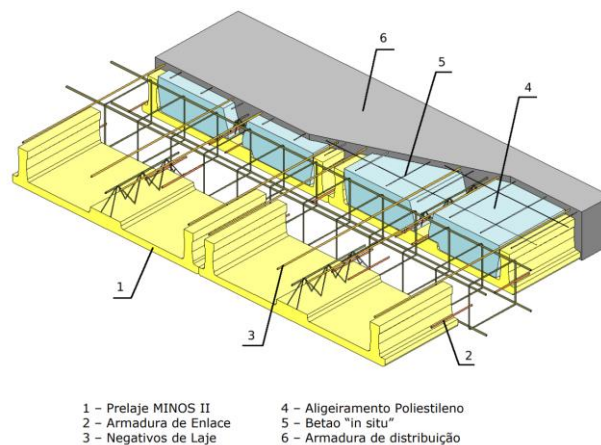


Fig. 2.3 – Esquema legendado das componentes de uma solução final da laje Minos [5]

A adoção de um comportamento de diafragma de um sistema de piso pré-fabricado requer, geralmente, a execução da lâmina de compressão, devidamente armada em duas direções.

Esta solução assegura a solidarização transversal entre os painéis pré-fabricados e, quanto mais espessa, mais uniforme é a transmissão de esforços de membrana do pavimento [7]. Adicionalmente, para esse efeito em situação de projeto sísmica, a lâmina de compressão deve cumprir os requisitos normativos estabelecidos no EC8 [8].

A definição do comportamento dos pavimentos como diafragma rígido em função da espessura da lâmina de compressão, bem como a sua interação com os diferentes componentes estruturais, serão aspetos abordados no Capítulo 5, constituindo, este elemento, um dos parâmetros centrais da presente investigação.

2.3 LIGAÇÕES A ELEMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS

2.3.1 Ligações de lajes pré-fabricadas a elementos horizontais

As ligações de lajes pré-fabricadas a elementos horizontais, seja a vigas (ligações laje-viga, LV) ou a painéis de laje adjacentes (ligações laje-laje, LL), partilham uma lógica construtiva comum, sendo, predominantemente, executadas como *wet joints*, com armadura complementar e betonagem da lâmina de compressão. Ambas são, também, concebidas para permanecer em regime elástico (não dissipativo) durante a situação de projeto sísmica, enquanto a estrutura desenvolve o mecanismo dissipativo “pilar forte – viga fraca” [8, 9].

A transferência de esforços ocorre em duas direções:

- Fora do plano, por flexão e corte transversal sob cargas verticais [10];
- No plano, por esforços de membrana transmitidos através do diafragma horizontal [10].

A eficácia desta transferência depende diretamente da pormenorização das armaduras de continuidade e da qualidade de execução da interface entre betões de diferentes idades.

Em fase de montagem, antes da cura do betão complementar, ambas as tipologias funcionam como apoios simples [11]. Após a ativação das armaduras de continuidade, a ligação passa a desenvolver capacidade resistente à flexão, sendo normalmente classificável como semirrígida ou rígida consoante a resistência rotacional efetivamente mobilizada [11].

2.3.1.1 Ligações laje-viga (LV)

Na Fig. 2.4 representa-se uma ligação de lajes alveolares a vigas betonadas *in situ*, que inclui as seguintes disposições construtivas principais:

- Espaçamento de entrega de 5 cm, garantindo a aderência do betão complementar ao betão da viga [12];
- Conectores de apoio ($\varnothing \geq 16$ mm) inseridos nos alvéolos, ligando à viga *in situ* [12];
- Armadura de momentos negativos sobre a viga e a laje, assegurando a continuidade à flexão fora do plano [12];
- Armaduras complementares necessárias para a lâmina de compressão [12];
- Lâmina de compressão betonada *in situ*, sobre superfície limpa e regularizada [12].

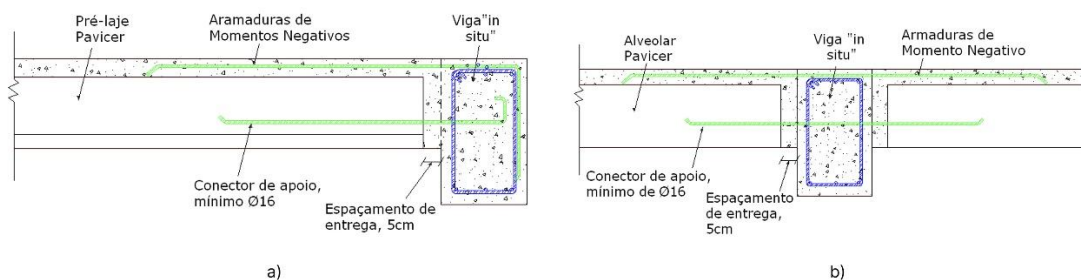


Fig. 2.4 – Pormenores construtivos de ligação entre laje alveolar e viga *in situ*: (a) viga de extremidade; (b) viga intermédia (adaptado de [12])

A introdução de armaduras de continuidade promove o monolitismo do sistema e permite o vencimento de vãos superiores face a soluções de menor grau de continuidade [13], como se pode verificar pela Fig. 2.5.

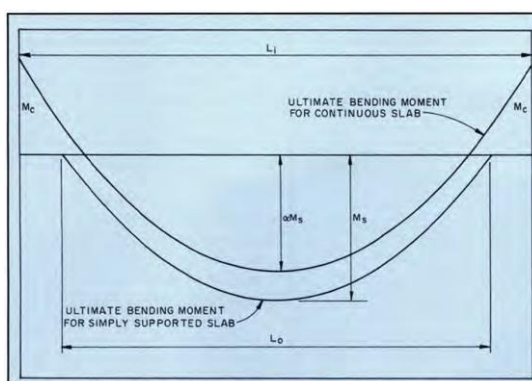


Fig. 2.5 – Incremento do vão admissível de lajes alveolares devido à continuidade nos apoios [14]

Importa, contudo, salientar que uma rigidez excessiva pode originar esforços de torção na viga ou fissuração devido às deformações impostas pela retração do betão, aliadas à hiperestaticidade do sistema, conforme disposto no Eurocódigo 2 (EC2) [15].

2.3.1.2 Ligações laje-laje (LL)

As ligações LL visam, principalmente, assegurar a continuidade do pavimento e o funcionamento do diafragma horizontal, sendo o corte no plano o esforço condicionante [10, 16]. São executadas com base em diversos processos, dependendo do tipo de painel a ser utilizado.

Para lajes alveolares, a ligação entre painéis executa-se em *wet joint* e depende obrigatoriamente de uma chave de corte betonada *in situ* ao longo dos seus bordos longitudinais, garantindo a transferência de esforços transversos fora do plano entre painéis adjacentes [11, 17].

Este elemento, bem como a sua função, encontram-se representados na Fig. 2.6.

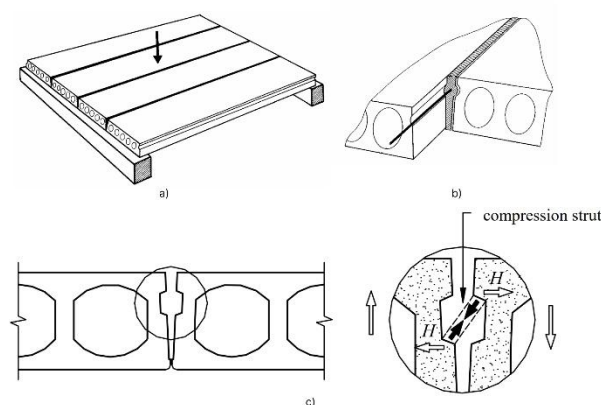


Fig. 2.6 – Representação e função da chave de corte: (a) esquema do piso sujeito a carga vertical; (b) detalhe de junta com chave de corte; (c) mecanismo de transferência de corte fora do plano [10]

Como referido anteriormente, o outro elemento que define essa *wet joint* é a lâmina de compressão betonada *in situ*. Por isso, identificaram-se dois tipos principais de ligações LL conforme a presença ou ausência de lâmina de compressão [18], representados na Fig. 2.7:

- Ligação das faces laterais sem camada de solidarização: continuidade assegurada pela chave de corte;
- Ligação das faces laterais e superior com lâmina de compressão, com ou sem armadura de continuidade.

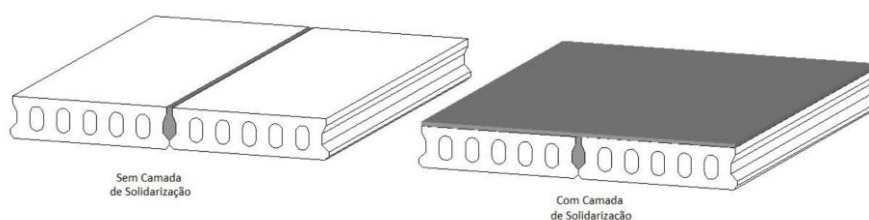


Fig. 2.7 – Tipos de ligação LL de lajes alveolares, dependendo da presença de uma lâmina de compressão [19]

Estudos experimentais demonstraram que as lajes pré-fabricadas apresentam comportamento à flexão longitudinal equivalente ou superior ao de lajes betonadas *in situ* [16]. Contudo, as juntas de ligação LL que contêm apenas a chave de corte constituem um ponto fraco do pavimento quando este é sujeito a esforços elevados de flexão fora do plano devido à reduzida capacidade de transmissão de esforços [16].

O comportamento global dos pavimentos pré-fabricados ao corte no plano, cujo mecanismo se encontra esquematizado na Fig. 2.8, representa ainda uma lacuna no estado da arte, não estando definido o impacto das referidas ligações na resistência global das lajes [16]. Sabe-se, no entanto, que as juntas constituem zonas de maior dano, com progressão típica iniciada por fissuração de flexão, seguida do desenvolvimento de fissuras diagonais associadas ao corte [16].

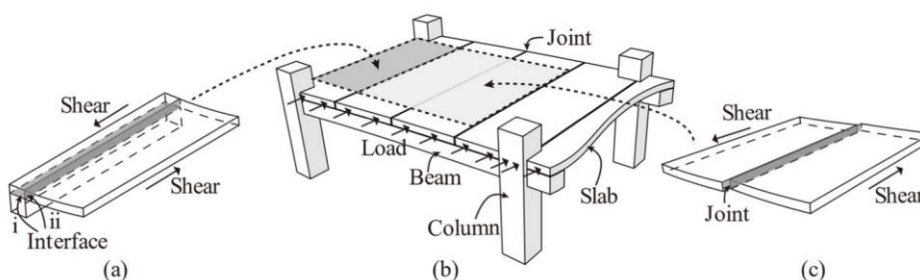


Fig. 2.8 – Esquema representativo dos mecanismos de corte no plano em lajes pré-fabricadas: (a) corte viga-laje; (b) corte no plano do pavimento; (c) corte laje-laje [16]

Para as lajes alveolares e Minos, existem soluções construtivas para colmatar eventuais degradações de rigidez devido à fendilhação do betão pré-fabricado, que permitem a manutenção da eficiência na transferência de esforços no plano e fora do plano. Na Fig. 2.9 estão esquematizadas essas soluções, que são descritas de seguida:

- Armaduras laterais em lajes alveolares: colocação de armaduras em cavidades na extremidade lateral dos painéis, posteriormente preenchidas com betão *in situ*, assegurando a continuidade e a transferência de esforços sem dependência de uma camada de compressão contínua [19];
- Armadura de distribuição e lâmina de compressão em lajes Minos: os painéis pré-fabricados são dispostos lado a lado, sendo colocada armadura ordinária superior perpendicular aos painéis, seguida da betonagem *in situ* das nervuras a partir da camada complementar de betão [11, 19].

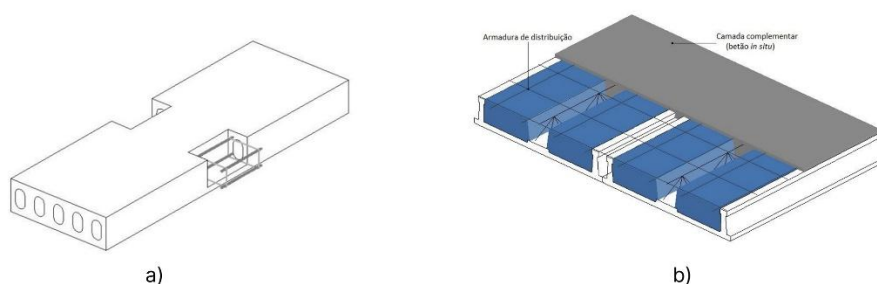


Fig. 2.9 – Soluções de armadura para aumento de rigidez em ligações LL: (a) laje alveolar; (b) laje Minos (adaptado de [19])

2.3.2 Ligações de lajes pré-fabricadas a paredes estruturais

A zona de ligação entre lajes e elementos verticais (paredes estruturais, núcleos ou pórticos) constitui a interface onde as forças horizontais de inércia acumuladas no plano do piso são transferidas para o sistema vertical resistente, dependendo diretamente do comportamento diafragmático do piso e da distribuição de esforços pelos elementos de contraventamento [10]. A sua relevância é, portanto, muito elevada em situação de projeto sísmica.

Na presente investigação, as ligações deste tipo mais relevantes são de lajes a paredes estruturais de contraventamento.

Na interface laje-parede, predomina a adoção de soluções em *wet joint*, materializadas pela betonagem complementar *in situ* aliada a cintas de aço perimetrais, com o objetivo de gerar uma ligação entre a lâmina de compressão e a parede, capaz de garantir a continuidade estrutural desejada [9].

Relativamente à transmissão de esforços de flexão, ao contrário do que a modelação corrente frequentemente assume, estas ligações não apresentam comportamento perfeitamente rígido nem perfeitamente articulado. A sua resposta é semirrígida e a deformabilidade da junta altera significativamente a distribuição de momentos, esforços transversos e deslocamentos laterais da estrutura [10, 20].

Um caso particular de desafios associados a essa deformabilidade é o da restrição não intencional (*unintended restraint*). Em lajes alveolares projetadas como simplesmente apoiadas, os mecanismos de atrito, a aderência do betão de junta e a ação de pino (*dowel action*) dos conectores nos alvéolos podem induzir momentos negativos imprevistos, penalizando a resistência ao esforço transversal na região dos apoios [10], como representado na Fig. 2.10.

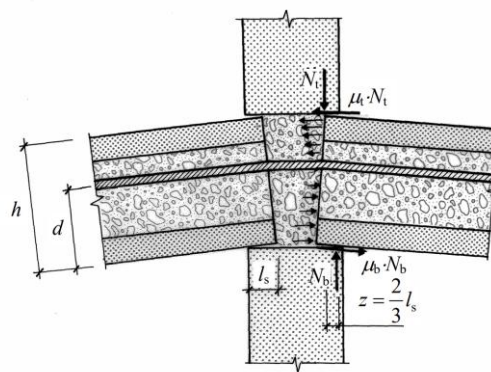


Fig. 2.10 – Restrição não intencional de uma ligação de uma laje alveolar a uma parede [10]

Dessa deformabilidade surge a necessidade de considerar esse aspeto nos trabalhos complementares e futuros derivados das análises realizadas no âmbito da presente investigação.

No que toca à transferência de esforços horizontais, o mecanismo da interface laje-parede assenta no comportamento de membrana do diafragma, exigindo resistência e rigidez no plano suficientes para transmitir as forças de inércia aos elementos verticais resistentes. Este caminho de forças é tipicamente estudado com modelos de escoras e tirantes (*strut and tie models*) [10], representado, a título de exemplo, na Fig. 2.11, onde a posição da armadura de ligação deve ser coincidente com os tirantes para equilibrar a inclinação das escoras no plano.

Na presente dissertação, esse caminho de forças foi tratado numericamente, pelo MEF, através de modelos de cálculo tridimensionais e computacionais das estruturas.

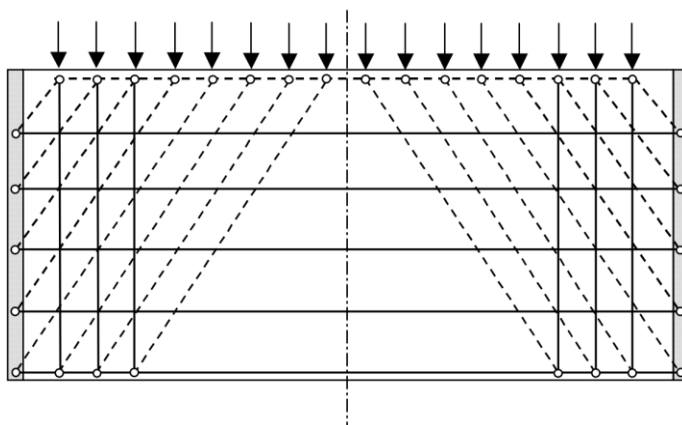


Fig. 2.11 – Modelo de escoras e tirantes de um diafragma com armadura de distribuição bidirecional [10]

É neste contexto que a lâmina de compressão assume um papel determinante. Quanto maior for a sua espessura, maior é a sua função como diafragma, porque redistribui de um modo mais uniforme os esforços de tração e compressão [9]. Quando a solução pré-fabricada não prevê a execução da LC, as ligações de lajes pré-fabricadas às paredes são realizadas através das cintas perimetrais que conectam o painel diretamente aos elementos de contraventamento, constituindo o único mecanismo de ancoragem que garante essa integração [9], como representado na Fig. 2.12.

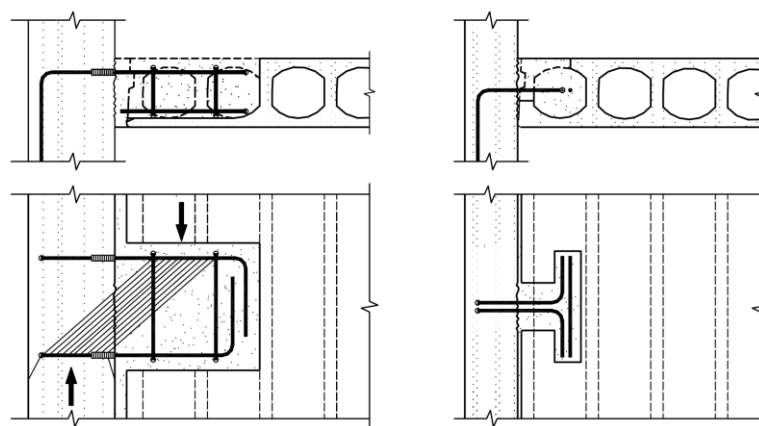


Fig. 2.12 – Pormenores de ligações longitudinais de uma laje alveolar a uma parede estrutural com cintas perimetrais [10]

No que toca à capacidade de dissipação de energia, do ponto de vista normativo, o EC8 também impõe o comportamento elástico destas interfaces através de fatores de sobrerresistência. Isto deve-se parcialmente ao facto de os mecanismos de atrito não poderem ser considerados resistentes ou dissipativos em contexto sísmico, e a resistência ao corte ter de ser avaliada em condições degradadas, assumindo a interface fissurada [10].

Essa degradação progressiva da rigidez, o desgaste das interfaces, a redução da capacidade resistente e as restrições não intencionais tornam a pormenorização da armadura desta ligação um fator crítico para a integridade da estrutura [21].

2.4 DESAFIOS ASSOCIADOS ÀS LIGAÇÕES EM PROJETO SÍSMICO

2.4.1 Desafios estruturais e danos observados após o sismo de Kaikoura

A utilização de pisos pré-fabricados introduz descontinuidades geométricas e mecânicas devido à sua natureza articulada, que afetam severamente os caminhos de forças no plano do piso [22].

Conforme descrito nas secções anteriores, a descontinuidade estrutural inerente a estes sistemas resulta das juntas entre painéis, do carácter semirrígido das ligações e da natureza heterogénea da interface entre o betão pré-fabricado e o betão complementar. Estas características traduzem-se nas principais causas dos desafios que surgem da utilização destes sistemas em zonas com atividade sísmica.

Assim, foram analisadas evidências experimentais, normativas e de resultados da análise dos danos provocados pelo sismo de Kaikoura, permitindo identificar os seguintes desafios:

- Comportamento não monolítico e problemas de continuidade estrutural [23];
- Degradação de rigidez e resistência nas ligações [8];
- Rotura frágil por corte e fendilhação transversal [24];
- Incompatibilidade de deformações [24].

Para a caracterização do comportamento não monolítico e dos problemas de continuidade estrutural como desafios associados às lajes pré-fabricadas em contexto sísmico, foram estudadas as ligações e a montagem de módulos de betão armado com base na conhecida fendilhação natural dos painéis pré-fabricados, que pode induzir deslocamentos relativos no plano entre módulos adjacentes, aumentando as exigências de deslocamentos entre pisos (*drifts*) [23].

A degradação de rigidez e de resistência nas ligações encontra-se definida no EC8, que impõe critérios de projeto para acautelar e ter em conta a possibilidade de degradação da rigidez como consequência das deformações cíclicas pós-cedência [8]. Estes critérios materializam-se em coeficientes parciais dos materiais ou fatores de minoração da resistência de cálculo das ligações pré-fabricadas sob carregamento monotónico [8].

A rotura frágil por corte e a fendilhação transversal foram observadas na sequência de análise do sismo de Kaikoura de 2016. Os danos observados foram específicos para lajes alveolares e foram identificados vários modos de rotura e de perda da capacidade resistente. Estes resultados derivaram, principalmente, do fenómeno da perda de apoio (*unseating*) por deformação das vigas e da fendilhação transversal por ausência de armadura transversal (estribos) das lajes alveolares fabricadas na Nova Zelândia [24]. Este último modo de rotura está representado na Fig. 2.13.

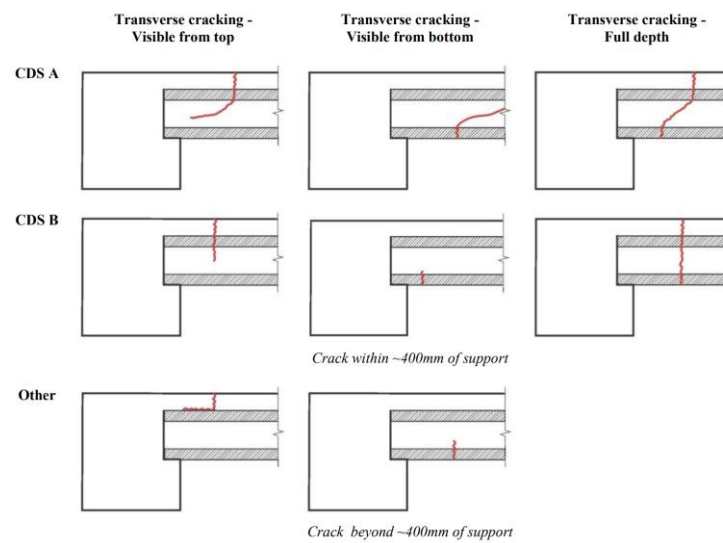


Fig. 2.13 – Vistas em corte de padrões de fendilhação transversal em painéis de laje alveolares resultantes do sismo Kaikoura [24]

A incompatibilidade de deformações foi, também, um fenómeno observado no decorrer do sismo de Kaikoura. Trata-se de uma incompatibilidade geométrica entre os pórticos verticais dúcteis e flexíveis e os painéis pré-fabricados rígidos e frágeis [24]. Este diferencial de deformabilidade gera fissuras de descontinuidade substanciais nas interfaces de ligações LV e tensões que fraturam a armadura complementar em malhasol da lâmina de compressão, interrompendo a transferência de esforços horizontais para o sistema vertical resistente [24].

A convergência destes quatro mecanismos de dano na mesma interface (laje pré-fabricada com elemento resistente vertical) e a sua amplificação mútua sob ações sísmicas justificam a ênfase normativa na sobrerresistência das ligações que envolvem os diafragmas e nos critérios de continuidade e desempenho rígido da lâmina de compressão.

2.4.2 Evidência experimental e soluções correntes

A compreensão do comportamento sísmico dos diafragmas pré-fabricados tem sido aprofundada tanto pela observação de danos reais, como por campanhas experimentais dedicadas à avaliação do desempenho de ligações e sistemas de piso sob ações cíclicas.

Entre os trabalhos mais relevantes destacam-se, respectivamente representados da Fig. 2.14 à Fig. 2.16, os ensaios pseudo-estáticos em ligações intermodulares de construções modulares em betão [23], os ensaios rotacionais em sub-montagens reforçadas com FRP (*Fiber-Reinforced Polymer*) [25] e o projeto experimental em grande escala, ReCast Floors [26].

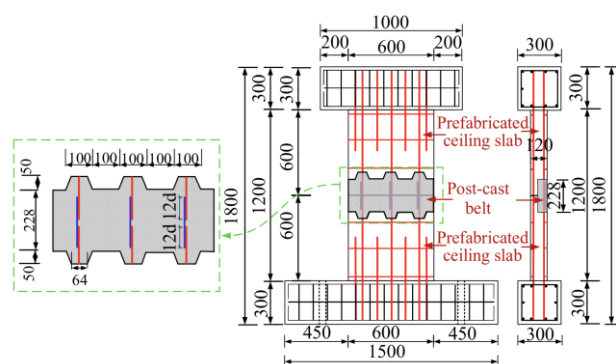


Fig. 2.14 – Desenho esquemático da geometria e detalhes do provete da ligação intermodular (un.: mm) [23]

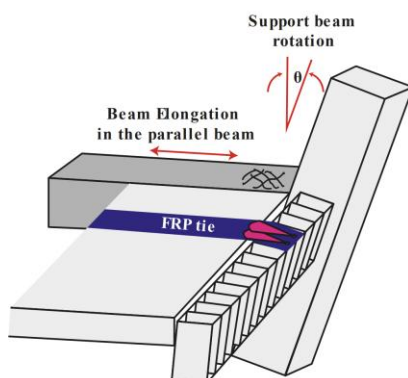


Fig. 2.15 – Esquema da função da tira FRP face às deformações incompatíveis entre um pórtico e uma laje alveolar, com representação de uma fissura de descontinuidade na interface [25]

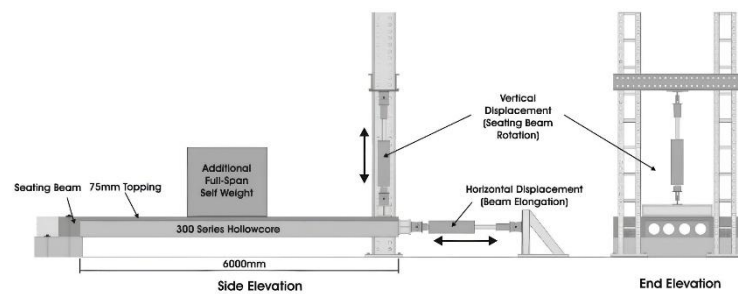


Fig. 2.16 – Exemplo de instalação para um ensaio, no âmbito do ReCast Floors, em sub-montagem de uma laje alveolar [26]

Em conjunto, estes estudos demonstraram que as discontinuidades entre painéis e ligações constituem zonas preferenciais de concentração de danos, promovendo a degradação de rigidez, *pinching* histerético (que corresponde à criação de um estrangulamento na curva histerética), destacamento do betão e mecanismos de rotura frágil, como *unseating*. Ainda promovem fissuração transversal por momentos negativos e falhas induzidas por torção ou incompatibilidade de deformações, em coerência com os danos sintetizados na secção anterior.

Os resultados evidenciam, igualmente, que a utilização de soluções de continuidade e reforço, nomeadamente UHPC (*Ultra-High Performance Concrete*) em faixas pós-betonadas e reforços com FRP, melhora significativamente a capacidade resistente, ductilidade, dissipação de energia e controlo da fissuração, permitindo deslocar o dano para regiões estruturalmente menos críticas.

2.4.3 Desenvolvimentos recentes

O panorama de investigação recente tem vindo a desenvolver diversas soluções estruturais para garantir a continuidade de rigidez e a sobrerresistência das ligações em diafragmas pré-fabricados, incluindo lâminas de compressão armadas, ligações com UHPC, reforços com FRP, soluções avançadas baseadas em ECC (*Engineered Cementitious Composites*) e SMA (*Shape Memory Alloys*) [27], cujas propriedades mecânicas estão sintetizadas no quadro da Fig. 2.17.

Material	Resistência	Ductilidade	Dissipação de Energia	Aplicações Típicas em Projeto Sísmico
Betão normal C30/37	Compressão: 30 MPa Tração: 2,9 MPa	Baixa ductilidade Comportamento frágil após fendilhação	Limitada Baixa capacidade de dissipação histerética sem armadura adequada	Estruturas correntes de betão armado, vigas, pilares, lajes e paredes resistentes
FRP (Fiber-Reinforced Polymer)	Compressão (betão confinado): até 120 MPa Tração: 600-3800 MPa	Baixa ductilidade Ruptura frágil sob tração	Moderada Melhora o confinamento, mas possui limitada dissipação histerética	Reforço de pilares, confinamento de vigas, reforço ao corte, reabilitação estrutural leve
ECC (Engineered Cementitious Composites)	Compressão: 30-80 MPa Tração: 5-8 MPa	Ductilidade extremamente elevada Capacidade de deformação à tração até 3-5%	Excelente A microfissuração múltipla aumenta a dissipação histerética	Vigas de acoplamento, paredes resistentes, regiões críticas de ligação, reforço sísmico
UHPC (Ultra-High Performance Concrete)	Compressão: 120-250 MPa Tração (com fibras): 8-15 MPa	Ductilidade moderada Capacidade de deformação à tração até 0,2-0,5%	Elevada Grande absorção de energia devido ao efeito de ponte das fibras e endurecimento por deformação	Pilares de pontes, vigas de ligação, elementos pré-fabricados resistentes a ações sísmicas
SMA (Shape Memory Alloys)	Recuperação de tensão superelástica: 300-600 MPa Tração: 400-1000 MPa	Ductilidade excepcional Recuperação de deformação até 8-10%	Excelente Capacidade de recentragem e dissipação repetida de energia	Amortecedores sísmicos, contraventamentos, ligações estruturais e sistemas de isolamento de base

Fig. 2.17 – Propriedades mecânicas comparativas de materiais compósitos de alto desempenho para estruturas resistentes a sismos nos EUA (adaptado de [27])

Apesar das limitações ainda associadas ao custo, normalização e validação experimental de algumas destas tecnologias, designadas por materiais de *performance-based design* (PBD), o estado da arte demonstra uma evolução consistente no desenvolvimento de sistemas capazes de assegurar o comportamento contínuo e dúctil dos pavimentos pré-fabricados, como comprovado pelo gráfico da Fig. 2.18, constituindo este o pressuposto para a continuidade estrutural total do diafragma adotada nas análises do Capítulo 5 da presente dissertação.

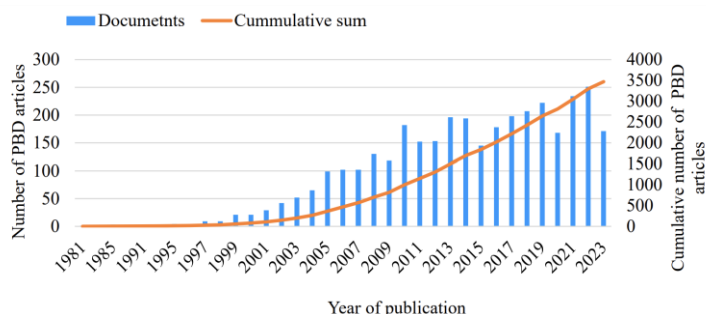


Fig. 2.18 – Números anuais e cumulativos de artigos de investigação sobre PBD indexados na Scopus de 1981 até 2023 [28]

3

ENQUADRAMENTO NORMATIVO INTERNACIONAL E COMPORTAMENTO DIAFRAGMÁTICO

As particularidades construtivas dos pisos pré-fabricados tornam a avaliação da CDR mais complexa do que em lajes maciças betonadas *in situ*.

A presença de descontinuidades físicas entre painéis, a dependência do comportamento das ligações e a espessura da lâmina de compressão podem alterar significativamente a rigidez no plano do pavimento e, conseqüentemente, a sua capacidade de transmitir as forças horizontais de inércia aos elementos verticais resistentes durante um sismo.

Estas características influenciam diretamente a uniformização na distribuição dos esforços de membrana e dos deslocamentos, podendo, na prática, comprometer os pressupostos de uniformização inerentes ao conceito de diafragma rígido utilizados em projeto [29].

Torna-se, por isso, fundamental estabelecer uma base teórica sólida para a definição da CDR, compreender os pressupostos inerentes à sua formulação normativa e identificar metodologias fiáveis para a sua avaliação em diafragmas estruturalmente descontínuos, recorrendo inevitavelmente a simplificações compatíveis com a prática de projeto.

3.1 PRINCIPAIS DIFERENÇAS ENTRE DIAFRAGMA RÍGIDO E FLEXÍVEL

Uma comparação analítica entre os comportamentos sísmicos associados a diafragmas rígidos e flexíveis, ilustrados na Fig. 3.1, evidenciou as diferenças fundamentais entre ambas as idealizações e o aumento da complexidade de análise associado aos sistemas mais deformáveis [30].

Os estudos desenvolvidos demonstram que a consideração de diafragmas flexíveis exige uma representação mais detalhada da distribuição de rigidezes laterais e esforços no plano, ao contrário da hipótese de diafragma rígido, que permite simplificações significativas na modelação estrutural [30]. Tradicionalmente, esta idealização recorria a algoritmos de *master-slaved nodes*, nos quais um nó mestre (*master node*), dotado de três graus de liberdade (duas translações no plano e uma rotação em torno do eixo perpendicular ao pavimento), representava o movimento de todos os restantes nós do piso, reduzindo substancialmente o esforço computacional necessário à análise estrutural [30].

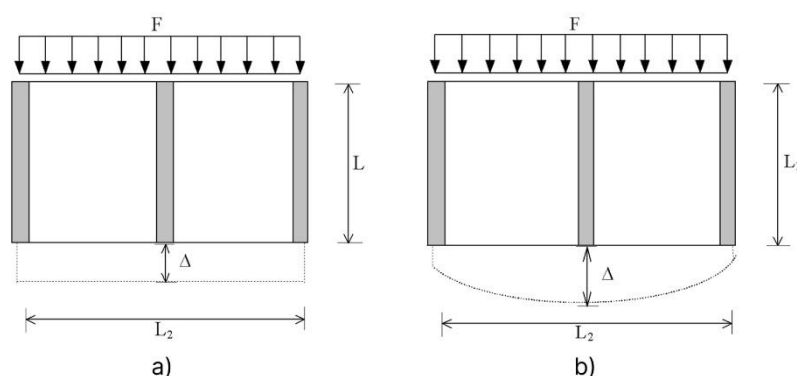


Fig. 3.1 – Esquema das diferentes hipóteses de deformação do diafragma: (a) diafragma rígido; (b) diafragma flexível (adaptado de [31])

Em contrapartida, com a crescente adoção de modelos computacionais, a modelação de um diafragma flexível passou a ser possível através de uma discretização significativamente mais complexa. Nestes modelos, cada nó possui seis graus de liberdade (três translações e três rotações), sendo frequentemente utilizados elementos finitos (EF) de casca para capturar de forma fidedigna as deformações reais da laje [30]. Isto implica que a formulação flexível exija, aproximadamente, o dobro dos graus de liberdade face à formulação rígida [29].

Em termos mecânicos e de transferência de esforços para os elementos verticais resistentes às ações horizontais, a CDR garante que o esforço transversal de piso (*storey shear*) e os momentos torsores sejam distribuídos pelos elementos primários estritamente em proporção às suas respectivas rigidezes laterais relativas [29]. Nesse trabalho, os autores demonstraram, através de ensaios numéricos, o efeito diferenciador no comportamento do diafragma para estruturas sem e com paredes resistentes ao corte (*shear walls*).

Estes ensaios foram realizados com modelos de edifícios em L e U (sem *shear walls*) e em T, U e retangulares com diferentes relações comprimento-largura (com *shear walls*), representados na Fig. 3.2.

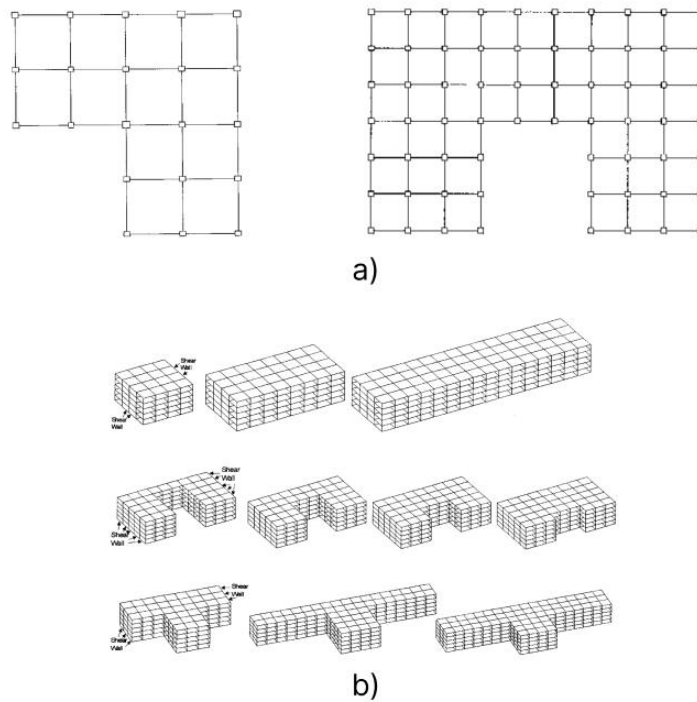


Fig. 3.2 – Exemplos dos modelos numéricos testados: (a) vista 2D em planta de edifícios sem *shear walls* em L e em U; (b) vista 3D de edifícios com *shear walls* retangulares, em U e em T (adaptado de [30])

O estudo permitiu concluir que, para edifícios sem *shear walls* com ou sem plantas regulares, a consideração de um diafragma flexível é equivalente à de um diafragma rígido, conclusão que reside no facto de a rigidez no plano da laje ser largamente superior à rigidez lateral dos pilares [30]. Em edifícios com planta em L (mais flexíveis), por exemplo, as diferenças entre os esforços dos pilares revelaram-se inferiores a 10% [30].

Já nos modelos em que se introduziram *shear walls*, o comportamento estrutural alterou-se drasticamente [30]. A elevada rigidez lateral destes elementos verticais torna a rigidez da laje relativamente insignificante, o que significa que as deformações no plano do piso deixam de poder ser ignoradas por passarem a ser ditadas pelas *shear walls* [30]. Consequentemente, aplicar diretamente a CDR a edifícios com *shear walls* resulta em erros analíticos na avaliação e distribuição dos esforços para os pilares [30].

Se a modelação da laje for realizada com o comportamento de diafragma flexível, contabilizam-se as suas deformações horizontais, derivadas de esforços de flexão e corte em plano. Este comportamento pode ser descrito como o equivalente ao de uma viga-parede horizontal sujeita a cargas distribuídas, suportada por apoios elásticos (molas) com rigidezes correspondentes às rigidezes laterais dos elementos verticais que suportam a laje [32]. Este modelo é denominado de *Equivalent-Beam-on-Springs Model*, representado na Fig. 3.3. O EC8 adota esta simplificação, adicionando outros tipos de modelos, tais como, “uma treliça plana ou como um modelo de escoras e tirantes, com apoios elásticos” [8].

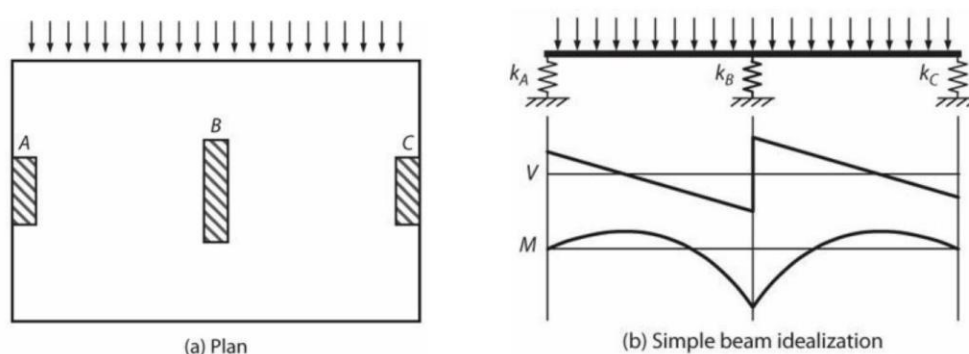


Fig. 3.3 – *Equivalent-Beam-on-Springs model* para análise da flexibilidade do diafragma [29]

3.2 ABORDAGENS NORMATIVAS INTERNACIONAIS AO PROJETO SÍSMICO

A avaliação do comportamento diafragmático varia significativamente entre as diferentes normas sísmicas e de betão, refletindo diferentes critérios quanto ao dimensionamento sísmico e à caracterização da rigidez no plano dos pisos.

Os critérios relativos ao projeto sísmico de estruturas monolíticas e pré-fabricadas foram estudados de forma sucinta, com foco na demonstração das diferentes abordagens. Já os critérios de análise dos diafragmas foram documentados com maior detalhe, por serem o foco principal da investigação e permitirem estruturar parâmetros utilizados ao longo da mesma.

Assim, as normas analisadas foram:

- Normas da União Europeia (UE):
 - NPEN 1998-1-1:2010: Projeto de estruturas para resistência aos sismos [8];
 - FprEN 1998-1-1:2024: *Earthquake resistance design of structures* [33];
 - FprEN 1998-1-2:2025: *Earthquake resistance design of structures* [34].
- Normas dos Estados Unidos da América (EUA):
 - ACI 318-25: *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary* [35];
 - ASCE/SEI 7-22: *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* [36];
 - ASCE/SEI 41-13: *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings* [37].
- Normas do México:
 - CDS-MDOC 2015: *Manual de Diseño de Obras Civiles – Capítulo C.13 Diseño por Sismo - Comentarios* [31];
 - NTC: *Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal* [38].
- Normas da Nova Zelândia (NZ):
 - NZS 1170.5.S1:2004: *Structural design actions, Part 5: Earthquake actions – New Zealand Commentary* [39];
 - NZS 3101.1:2006: *Concrete Structures Standard: Concrete structures standard – The design of concrete structures* [40];
 - NZS 3101.2:2006: *Concrete Structures Standard: Concrete structures standard – Commentary* [41].

3.3 CRITÉRIOS DE PROJETO SÍSMICO GERAIS E DE PRÉ-FABRICAÇÃO

Procurou-se, com base nas normas internacionais estudadas, identificar os aspetos do projeto sísmico de estruturas monolíticas e pré-fabricadas, que muitas vezes coincidem, e que mais diretamente condicionam o comportamento das ligações e, consequentemente, o funcionamento do diafragma.

A análise não visa uma revisão exaustiva de cada norma, mas sim a identificação das diferenças de filosofia e de exigência que têm implicações práticas na conceção e no dimensionamento de estruturas resistentes a sismos, procurando explorar as especificidades em estruturas com lajes pré-fabricadas, através dos seguintes critérios:

- Classificação das classes de ductilidade;
- Categorias de sistemas estruturais resistentes;
- Fator de sobrerresistência nas ligações;
- Mecanismo de dissipação e classificação das ligações;
- Modelação numérica da rigidez efetiva;
- Fatores de redução do espetro elástico.

3.3.1 Classificação das classes de ductilidade

A classificação normativa da ductilidade surge do reconhecimento de que não é tecnicamente nem economicamente viável dimensionar estruturas para resistirem integralmente em regime elástico às ações sísmicas mais severas [31].

Neste enquadramento, as normas distinguem diferentes estratégias de dimensionamento sísmico, consoante o modo como a estrutura é solicitada a responder à ação cíclica imposta.

De acordo com o EC8, a estrutura pode ser concebida como um destes três sistemas:

- Classe de ductilidade baixa (DCL): a estrutura apresenta reduzida capacidade de dissipação de energia, estando geralmente associada a sistemas com baixa redundância estrutural ou constituídos por materiais frágeis, sujeitos a ações sísmicas de menor intensidade;
- Classe de ductilidade média (DCM): a estrutura apresenta capacidade intermédia de dissipação de energia, sendo frequentemente adotada em estruturas correntes, com um nível adequado de hiperstaticidade que permite a formação de rótulas plásticas e a redistribuição de esforços sob ações sísmicas;

- Classe de ductilidade alta (DCH): a estrutura apresenta elevada capacidade de dissipação de energia, sendo menos frequentemente adotada devido às exigências acrescidas associadas ao controlo dos mecanismos dissipativos e ao detalhamento construtivo da estrutura.

Embora as classes de ductilidade variem de norma para norma, todas seguem a mesma filosofia de base, reconhecendo um compromisso entre resistência, rigidez e capacidade de deformação, impondo que quanto maior for a capacidade de dissipação de energia e, consequentemente, maior a redução das forças sísmicas consideradas no cálculo, mais exigentes se tornam as disposições de dimensionamento e de pormenorização construtiva necessárias para assegurar um comportamento dúctil e estável da estrutura sob ações sísmicas [8].

As respetivas classes de ductilidade de cada norma estão representadas no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Diferentes categorias de classes ductilidade para edifícios de betão armado (baseado e adaptado de [43])

Categoria	EC8	Draft EC8	ACI 318-25	NTC-DS	NZS
Baixa capacidade de dissipação	DCL	DC1	OMRF	Baixa	NDS
Categoria intermédia	-	DC2	-	-	-
Média capacidade de dissipação	DCM	DC3	IMRF	Média	SLD
Categoria intermédia	-		-	-	-
Elevada capacidade de dissipação	DCH	-	SMRF	Alta	DS
Cláusula/secção	5.2.1 e 5.11.1.3.2	4.5.2 (Parte 1) e 10.14.5 (Parte 2)	18.2.1.6 e 18.2.1.6	4.1 e 4.2	2.6.1.2

3.3.2 Categorias de sistemas estruturais resistentes

O sistema estrutural resistente às ações sísmicas corresponde ao conjunto de elementos estruturais explicitamente considerados no dimensionamento para assegurar a resistência, a rigidez e a estabilidade da estrutura perante a ação sísmica.

O EC8 classifica os sistemas estruturais resistentes em diferentes categorias, sendo as principais, as seguintes:

- Sistemas porticados;
- Sistemas de paredes;
- Sistemas mistos;
- Específicos da pré-fabricação:
 - Estruturas de painéis de parede;
 - Estruturas celulares.

Todas as normas analisadas reconhecem a existência de mecanismos resistentes globais equivalentes, representados de forma sucinta no Quadro 3.2, baseados essencialmente em pórticos, paredes resistentes ou nas combinações de ambos.

Quadro 3.2 – Diferentes categorias de sistemas estruturais resistentes

Norma	Principais sistemas estruturais resistentes	Cláusula/secção
EC8	Pórticos, paredes, sistemas mistos, painéis de parede, estruturas celulares	5.2.2.1 e 5.11.1.1
Draft EC8	Pórticos, paredes duais, lajes fungiformes, painéis de parede, estruturas celulares	10.4.1 e 10.14.1
ASCE 7-22	Pórticos, paredes estruturais, sistemas duais, consolas	12.2.1 (ASCE) e 18.2.1.6 (ACI)
NTC-DS	Pórticos, paredes resistentes, sistemas duais, lajes fungiformes	4.2.1
NZS	Sistemas equivalentes a monolíticos e sistemas articulados	18.8.2

3.3.3 Fator de sobre-resistência nas ligações

O fator de sobre-resistência aplicado às ligações constitui um dos princípios fundamentais da filosofia de *capacity design*. Este método tem como objetivo assegurar que a dissipação de energia ocorre em zonas dissipativas ou críticas previamente definidas, mantendo as ligações e restantes componentes estruturais em regime essencialmente elástico [8]. No contexto das estruturas de betão pré-fabricado, este conceito assume especial relevância devido à necessidade de garantir a integridade das ligações entre elementos de laje e elementos verticais resistentes. Em pavimentos pré-fabricados sujeitos a ações sísmicas, as ligações devem ser projetadas para possuir capacidade resistente suficiente de modo a evitar roturas frágeis prematuras e assegurar a transmissão contínua das forças de inércia horizontais [8, 36].

O EC8 define os seguintes fatores explícitos de sobre-resistência (γ_{Rd}) para ligações dissipativas e não dissipativas:

- $\gamma_{Rd} = 1,1$ (ligações dissipativas) ou $\gamma_{Rd} = 1,2$ (ligações não dissipativas) para classe DCM;
- $\gamma_{Rd} = 1,2$ (ligações dissipativas) ou $\gamma_{Rd} = 1,35$ (ligações não dissipativas) para classe DCH.

Estes coeficientes são utilizados para majorar os esforços de dimensionamento das ligações, garantindo que a plastificação ocorre preferencialmente nos elementos estruturais concebidos para dissipar energia. O Quadro 3.3 apresenta a comparação entre as diferentes abordagens a este princípio.

Quadro 3.3 – Diferentes abordagens face à sobre-resistência nas ligações

Norma	Abordagem principal à sobre-resistência	Cláusula/secção
EC8	Coeficientes γ_{Rd}	5.11.2.1.1 e 5.11.2.1.2
Draft EC8	Coeficientes q_R e q_S	6.4.1 e 10.14.3
ASCE 7-22	Fator Ω_0 para amplificação de forças sísmicas	Quadro 12.2-1
CDS-MDOC	Fator redutor por sobre-resistência R_0	3.3.1.3
NZS	Fatores $\phi_{0,fy}$ e α_0	2.6.5.5

3.3.4 Mecanismo de dissipação e classificação das ligações

Os mecanismos de dissipação de energia representam a forma como a estrutura desenvolve comportamento não linear controlado durante a ação sísmica, permitindo reduzir os esforços de dimensionamento através da formação de rótulas plásticas em zonas críticas.

Nas estruturas de betão armado e pré-fabricado, este comportamento depende fortemente da pormenorização construtiva, da ductilidade dos elementos e da classificação das ligações. A localização das zonas críticas condiciona diretamente a modelação da rigidez, da continuidade estrutural e da capacidade de transferência de esforços [8].

O EC8 baseia a dissipação de energia na formação de rótulas plásticas em zonas críticas, nomeadamente:

- Extremidades de vigas;
- Bases de pilares;
- Bases de paredes estruturais.

Todas as normas analisadas seguem o princípio geral de dissipação controlada de energia através do desenvolvimento de mecanismos plásticos estáveis. O Quadro 3.4 sintetiza as diferentes abordagens ao mecanismo de dissipação de energia das estruturas em situação de projeto sísmica.

Quadro 3.4 – Diferentes classificações das ligações face à sua capacidade dissipativa

Norma	Classificações das ligações	Cláusula/secção
EC8	Ligações fora das zonas críticas ou dentro e dúcteis ou sobredimensionadas	5.11.1.2 e 5.11.1.3.2
Draft EC8	Ligações rígidas, fortes ou fracas	3.1.8, 3.1.9 e 10.2.3(1) (Parte 1) e 3.1.2, 9.1(1) e 10.14.1 (Parte 2)
ACI 318-25 e ASCE 41-13	Ligações fortes ou dúcteis	16.2.1.1 (ACI) e 10.5.1.1 (ASCE)
NTC-DS	Ligações fora ou dentro nas zonas críticas	4.2
NZS	Ligações fortes, dúcteis, híbridas ou articuladas	18.8.2.1 a 18.8.2.3

3.3.5 Modelação numérica da rigidez efetiva

Como já foi referido, sob ações sísmicas, os elementos de betão armado desenvolvem fendilhação e degradação progressiva de rigidez, alterando significativamente a resposta global da estrutura. Assim, a modelação numérica deve considerar propriedades de rigidez efetiva compatíveis com o estado expectável de fendilhação.

O EC8 considera explicitamente a fendilhação dos elementos estruturais através da redução dos momentos de inércia ou do módulo de elasticidade dos mesmos. Em termos gerais, admite-se uma redução correspondente a aproximadamente 50% da rigidez elástica associada às secções brutas, ou seja, metade do valor característico de rigidez. Esta redução deve ser aplicada na modelação linear elástica utilizada para avaliação de esforços e deslocamentos sísmicos.

Apesar de utilizarem metodologias distintas, representadas no Quadro 3.5, todas as normas reconhecem a necessidade de reduzir a rigidez dos elementos estruturais para representar adequadamente o comportamento fendilhado.

Quadro 3.5 – Diferentes abordagens à modelação da rigidez efetiva do betão armado

Norma	Intervalos genéricos de valores da rigidez efetiva à flexão face aos valores característicos	Cláusula/secção
EC8	50%	4.3.1(6), 4.3.1(7) e 5.11.1.2(1)b
Draft EC8		5.1.3(2) e 5.1.3(3)
ACI 318-25	25 a 30% (sem pré-esforço) e 50 a 100% (com pré-esforço)	Quadro A.8.4
NTC-DS	50 a 70%	Quadro 3.2.1
NZS	100% (ductilidade baixa), 60 a 80% (ductilidade média) e 33 a 66% (ductilidade alta)	Quadro C6.6

3.3.6 Fatores de redução do espectro elástico

Os fatores de redução do espectro elástico traduzem a capacidade de dissipação de energia da estrutura através do comportamento não linear controlado, permitindo reduzir as forças sísmicas elásticas para valores de dimensionamento compatíveis com o desempenho esperado, exigindo, em contrapartida, a amplificação dos deslocamentos obtidos com as forças reduzidas, como esquematizado na Fig. 3.4.

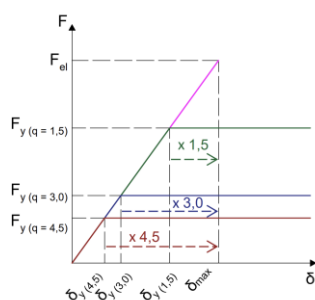


Fig. 3.4 – Influência do fator de redução de esforços sísmicos no comportamento linear [7]

O EC8 utiliza o coeficiente de comportamento (q) para reduzir o espectro elástico ao espectro de cálculo, cujo valor depende da tipologia e regularidade estruturais, da classe de ductilidade e, no caso de estruturas pré-fabricadas, da eficiência sísmica das ligações, traduzida num coeficiente adicional específico (k_p). As restantes normas analisadas adotam fatores equivalentes para o mesmo efeito, sintetizados no Quadro 3.6.

Quadro 3.6 – Diferentes fatores de redução do espectro elástico

Norma	Principais coeficientes	Cláusula/secção
EC8	q e k_p	5.2.2.2 e 5.11.1.4
Draft EC8	$q = q_S \cdot q_R \cdot q_D$	Quadros 10.1 e 10.8
ASCE 7-22	R e C_d	Quadro 12.2-1
CDS-MDOC	$Q'(T_e, Q)$, $R(T_e, R_o)$ e $\beta(T_e, \zeta_e)$	3.3.1
NZS	μ , e S_p	2.6.2

3.4 CRITÉRIOS DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE DIAFRAGMAS

Os critérios utilizados para a análise de diafragmas de pisos de betão armado variam entre as normas em análise. Essas diferenças são mais evidentes em determinados parâmetros, enquanto, noutros casos, apresentam menor relevância, podendo mesmo verificar-se uma correspondência praticamente direta entre os critérios estabelecidos.

No contexto do presente estudo, os parâmetros considerados mais relevantes para a análise de diafragmas e da CDR são os seguintes:

- Critério de limitação de deformação;
- Espessura mínima da lâmina de compressão;
- Majoração de esforços de corte no diafragma;
- Limite de tensão de corte na interface;
- Critérios de regularidade em planta.

3.4.1 Critério de limitação de deformação

O critério de limitação da deformação associado à verificação da CDR pode basear-se na relação entre o diferencial de deformação no plano do diafragma ($\delta_{diafragma}$) e nos *drifts* médios dos elementos primários ($d_{r,médio}$), como representado na Fig. 3.5. Alternativamente, pode estar associado à comparação entre a deformação do diafragma considerando a sua rigidez real e a deformação obtida assumindo um comportamento de rigidez infinita (diafragma rígido), como referido na Secção 3.1.

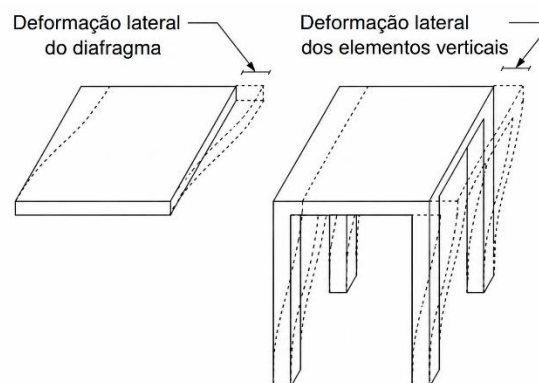


Fig. 3.5 – Deslocamentos medidos para avaliar a rigidez do diafragma (adaptado de [44])

Segundo a nota nacional da cláusula 4.3.1(4) do EC8, a CDR pode ser assumida se o diafragma, “modelado com a sua flexibilidade real, os seus deslocamentos horizontais não excederem em nenhum ponto os da hipótese de diafragma rígido em mais de 10 %” [8], critério que se mantém na cláusula 5.1.3(6) da FprEN 1998-1-2:2025 (“Parte 2”) [34].

Ao contrário do EC8, as normas internacionais em estudo não requerem uma análise comparativa dos deslocamentos de todos os nós do diafragma. A classificação é realizada segundo as condições das equações (3.1) a (3.3), que sintetizam os valores máximos e/ou médios do piso para cada parâmetro e representam, respetivamente:

- CDR de acordo com as normas dos EUA (ASCE/SEI 41-13, secção 1.2.1) e do México (NTC-DS, secção 2.7.1);
- Condição de diafragma flexível de acordo com as normas dos EUA e da Nova Zelândia (NZS 3101.2:2006, secção C13.3.4);
- Condição de diafragma semirrígido segundo a norma dos EUA.

$$\delta_{diafragma,x,y} \leq 0,5 \cdot d_{r,médio,x,y} \rightarrow \text{Diafragma rígido} \quad (3.1)$$

$$\delta_{diafragma,x,y} \geq 2 \cdot d_{r,médio,x,y} \rightarrow \text{Diafragma flexível} \quad (3.2)$$

$$0,5 \cdot d_{r,médio,x,y} < \delta_{diafragma,x,y} < 2 \cdot d_{r,médio,x,y} \rightarrow \text{Diafragma semirrígido} \quad (3.3)$$

No contexto do presente estudo, este critério constitui a base para o processo de análise paramétrica realizada. O limite de deformação do EC8 constitui um parâmetro de análise crítica importante para definir limiares entre os diferentes modelos utilizados e os critérios das restantes normas servem como base para a análise comparativa normativa entre cada modelo, para cada um desses critérios, na Secção 5.3.

3.4.2 Espessura mínima da lâmina de compressão

O critério relativo à definição de uma espessura mínima para a lâmina de compressão betonada *in situ* é determinante para assegurar a rigidez e a funcionalidade dos diafragmas em sistemas de piso pré-fabricados. A fixação de valores mínimos de espessura contribui para garantir a continuidade estrutural necessária à transmissão dos esforços no plano e fora do plano, promovendo ainda uma rigidez mínima à flexão do piso. Deste modo, este critério condiciona de forma significativa o comportamento diafragmático e a verificação da CDR em pisos pré-fabricados.

De acordo com ambas as versões do EC8 (cláusula 5.11.3.5(3) na versão de 2010 e 10.12.1(2) na de 2024/2025), em pisos constituídos por elementos pré-fabricados com lâmina de compressão, a espessura mínima dessa camada não deve ser inferior a 40 mm para vãos até 8 m e 50 mm para vãos superiores a 8 m [8, 34].

O EC8 estabelece ainda, nas cláusulas 5.10(1) e 5.10(2), que um sistema de piso pré-fabricado pode ser considerado como diafragma quando a lâmina de compressão em betão, devidamente armada em duas direções, apresenta uma espessura mínima de 70 mm [8], constituindo uma condição auxiliar à classificação como diafragma rígido, ou seja, define se o piso tem ou não comportamento diafragmático, aplicando subsequentemente o critério anterior para a verificação da CDR.

Já espessuras admissíveis de lâmina de compressão menores do que 70 mm sugerem que, para estruturas muito regulares que verifiquem o critério de limitação da deformação, os respetivos diafragmas podem ser classificados como rígidos, de acordo com o EC8, se a espessura não for menor do que 40 ou 50 mm, dependendo do vão.

As normas internacionais, particularmente as neozelandesas, estabelecem requisitos mais exigentes para este parâmetro, em grande parte, devido à elevada utilização de sistemas de lajes pré-fabricadas, especialmente alveolares, nos edifícios da região.

A síntese dos diferentes valores indicados por cada norma está representada no Quadro 3.7.

Quadro 3.7 – Diferentes critérios mínimos para a espessura da lâmina de compressão

Norma	Espessura mínima da lâmina de compressão	Cláusula/secção
EC8	40 (vãos até 8 m), 50 (vãos maiores que 8 m) e 70 mm (diafragma)	5.11.3.5(3)
Draft EC8		10.12.1(2)
ACI 318-25	50 (camada mista) e cerca de 63 mm (camadas não mistas)	18.12.6.1
NTC-DCEC	30 (absoluto) e 60 mm (vãos iguais ou superiores a 6 m)	7.8.3
NZS	50 (absoluto), 75, 90 ou 105 mm (dependendo do diâmetro dos estribos)	13.3.7.2 e 18.5.5.1

3.4.3 Majoração de esforços de corte no diafragma

Este critério tem como objetivo garantir que o diafragma permanece em regime elástico durante a resposta sísmica, majorando os esforços de corte no plano garantindo que a sua capacidade resistente não seja esgotada antes dos mecanismos de dissipação previstos nos elementos verticais.

O EC8 define um fator de sobrerresistência (γ_d) diferenciado por modo de rotura:

- $\gamma_d = 1,1$ para roturas dúcteis;
- $\gamma_d = 1,3$ para roturas frágeis (como as associadas ao esforço transversal em diafragmas de betão).

As normas dos EUA e do México adotam uma filosofia inversa. Em vez de majorarem os esforços, introduzem fatores de redução da força sísmica de cálculo no diafragma (R_s), que incorporam a sobrerresistência e ductilidade do sistema. O ASCE 7-22 acrescenta ainda uma majoração localizada de 1,5 para vãos inferiores a 30,48 m (100 ft), ou uma zona de corte amplificada nas extremidades para vãos maiores, como representado na Fig. 3.6.

A NZS 1170.5 adota o dimensionamento por capacidade com fator de sobrerresistência do edifício tipicamente entre 2,0 e 2,5.

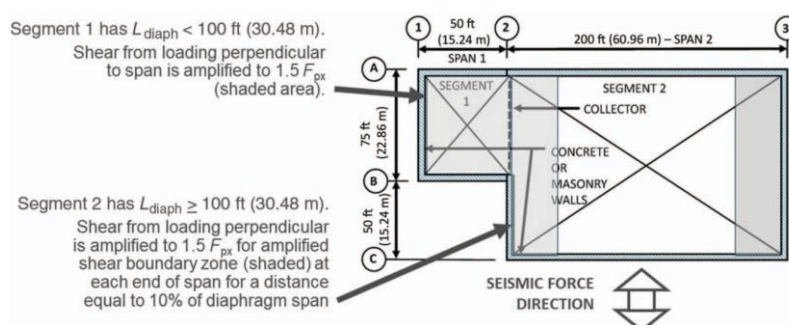


Fig. 3.6 – Esquema da amplificação ao corte do diafragma [36]

O Quadro 3.8 compara os diferentes critérios normativos para a majoração de esforços de corte nos diafragmas pré-fabricados.

Quadro 3.8 – Diferentes critérios de majoração de esforços de corte nos diafragmas pré-fabricados

Norma	Gama de valores do coeficiente utilizado	Cláusula/secção
EC8	1,1 ou 1,3	4.4.2.5(2)
Draft EC8	1,0 a 1,5	Quadro 6.1 (Parte 2)
ASCE 7-22	0,7 a 1,4 (divisão)	Quadro 12.10-1 e 12.10.4.2.2
NTC-DS	1,0 (divisão)	Quadro 2.7.1 e 2.7.3
NZS	2,0 a 2,5	C6.1.4

No contexto desta dissertação, estes critérios não são aplicados diretamente nos modelos numéricos. A análise foca-se na verificação da CDR e não no dimensionamento da armadura do diafragma. Contudo, o seu enquadramento é relevante dado que estabelece a filosofia normativa que suporta a hipótese de ligações elásticas adotada nos modelos. Ao exigir sobrerresistência no diafragma, as normas garantem implicitamente que as juntas entre painéis e os elementos de ligação se mantêm em regime elástico, o que é consistente com a continuidade total assumida nos modelos dos Capítulos 5 e 6.

3.4.4 Limite de tensão de corte na interface

Este critério visa evitar tensões excessivas de corte na interface entre o diafragma e os elementos verticais resistentes (paredes estruturais, núcleos e pórticos), prevenindo roturas frágeis que interromperiam o caminho projetado de forças horizontais. Ao contrário do critério anterior, que atua sobre o dimensionamento global do diafragma, este atua sobre a interface localizada onde as forças sísmicas são efetivamente transferidas aos elementos primários.

O EC8 define estes limites para a classe de ductilidade alta (DCH). Na cláusula 5.10(7), é exigida a verificação da transferência das forças horizontais do diafragma para os elementos verticais (núcleos ou paredes) [8]. Para controlo da fendilhação, a tensão de cálculo de corte na interface entre o diafragma e o núcleo ou parede deve ser limitada a $1,5f_{ctd}$ (sendo f_{ctd} o valor de cálculo da resistência do betão à tração [13]) [8].

Adicionalmente, a resistência ao deslizamento na interface deve ser assegurada considerando um mecanismo resistente com escora comprimida inclinada a 45° , podendo ser necessária a adoção de armaduras adicionais de ligação para garantir a transmissão do esforço transversal [8].

A Parte 2 do *draft* da nova versão do EC8, na secção 10.8.3.1(7), impõe que, para controlo de fendilhação, a tensão de corte na interface do diafragma com os elementos verticais (núcleos/paredes) deve ser calculada de acordo com a secção 8.2.6 do EC2, recomendando protocolos de ensaio para a determinação dessa resistência [34].

A norma dos EUA, ACI 318-25, além de considerar a resistência ao corte na interface através do fator de sobrerresistência (Ω_0), define um valor máximo, na secção 22.9.4.4, para a força de corte (V_n), definida pela equação (3.4) [35].

$$V_n = A_{vf} \cdot f_y \cdot \mu \quad (3.4)$$

Em que:

- A_{vf} : área total de armadura ao corte por atrito (*shear friction*) na lâmina de compressão;
- f_y : tensão de cedência do aço (não pré-esforço);
- μ : coeficiente de atrito.

Na norma mexicana NTC-DCEC, a transmissão de esforços transversos na interface diafragma-elementos verticais é limitada através de um modelo de resistência ao corte por atrito (*fuerza cortante por fricción*), semelhante à norma dos EUA, assumindo que a transferência de forças sísmicas ocorre predominantemente por deslizamento controlado ao longo do plano da ligação [38]. Neste enquadramento, a secção 5.3.3.3b determina que a capacidade resistente ao corte (V_R), definida pela equação (3.5) resulta da mobilização de atrito induzido pela armadura de continuidade devidamente ancorada em ambos os lados da ligação [38].

$$V_{R,max} = \min\{F_R \cdot \mu \cdot (A_{vf} \cdot f_y + N_u); F_R \cdot [1,4A + 0,8(A_{vf} \cdot f_y + N_u)]; F_R \cdot 0,25f'_c \cdot A\} \quad (3.5)$$

Em que:

- F_R : fator de resistência;
- A : área da secção definida pelo plano crítico;
- A_{vf} : área de armadura transversal;
- f_y : tensão de cedência do aço;
- N_u : força normal atuante;
- μ : coeficiente de atrito, que varia entre 0,7, 1,0 e 1,4, dependendo do grau de rugosidade e o tipo de interface.

As secções 7.7.4 e 7.7.5 da norma NZS 3101.1:2006 também consideram V_n , determinada pela equação (3.6), como a força no método de cálculo de corte por atrito (*shear friction method*).

$$V_n = (A_{vf} \cdot f_y + N^*) \cdot \mu \quad (3.6)$$

Em que:

- A_{vf} : área de armadura transversal;
- f_y : tensão de cedência do aço;
- N^* : força de dimensionamento em ELU atuando perpendicularmente ao plano de corte;
- μ : coeficiente de atrito que varia entre 0,75, 0,85 e 1,0, dependendo da densidade do betão.

O Quadro 3.9 apresenta as diferentes abordagens a valores limite de tensão de corte na interface entre as lajes e os elementos verticais.

Quadro 3.9 – Diferentes critérios de limitação da tensão de corte na interface entre as lajes e o sistema vertical resistente

Norma	Valor limite do corte na interface	Cláusula/secção
EC8	$1,5 \cdot f_{ctd}$	5.10(7)
Draft EC8	Secção 8.2.6 da EN 1992-1-1:2022	10.8.3.1(7) (Parte 2)
ACI 318-25	V_n (Equação (3.4))	22.9.4.4
NTC-DCEC	$V_{R,max}$ (Equação (3.5))	5.3.3.3b
NZS	V_n (Equação (3.6))	7.7.4 e 7.7.5

3.4.5 Critérios de regularidade em planta

A geometria em planta do sistema de piso influencia diretamente o comportamento do diafragma, condicionando os caminhos das forças horizontais, a distribuição de esforços de membrana e influenciando a validade da CDR. Os critérios de regularidade em planta estabelecidos pelas normas incorporam, implicitamente, exigências de rigidez no plano do diafragma ao limitar reentrâncias, esbelteza e descontinuidades, garantindo que os caminhos de forças se mantenham contínuos e que as forças sísmicas são distribuídas ao sistema estrutural resistente e às fundações sem concentrações excessivas de tensões.

Existem diversos tipos de possíveis concepções irregulares em planta, representados na Fig. 3.7.

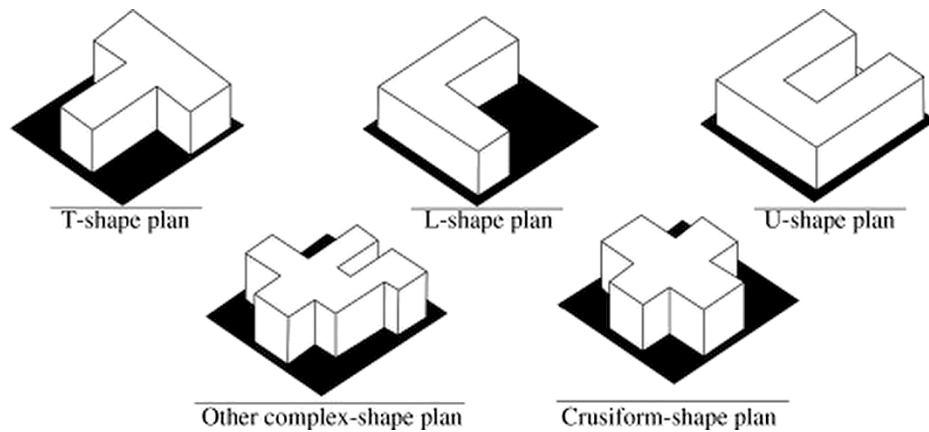


Fig. 3.7 – Tipos de geometrias irregulares em planta [45]

O EC8 exige na secção 4.2.3.2 que os recuos em planta não excedam 5% da área total e que a esbelteza $\lambda = L_{max}/L_{min} \leq 4$. O *draft* do EC8 alarga o limite de recuos para 15%, mantendo $\lambda \leq 4$.

A ASCE 7-22 define irregularidade por cantos reentrantes quando as projeções excedem 20% da dimensão total, e irregularidade por descontinuidade quando aberturas excedem 25% da área bruta ou a rigidez varia mais de 50% entre pisos consecutivos.

A NTC-DS impõe $\lambda \leq 4$ e reentrâncias inferiores ou iguais a 20% da dimensão paralela e, como fator crítico para este estudo, a presença de reentrâncias superiores a este limiar invalida automaticamente a hipótese de diafragma rígido, independentemente dos resultados numéricos.

A NZS 1170.5 considera irregulares plantas com reentrâncias $A/L > 15\%$ ou com descontinuidades de rigidez no plano.

Os critérios de regularidade em planta influenciam a ação sísmica de cálculo a considerar, bem como a verificação da condição de diafragma rígido, por todas as normas, como anteriormente referido.

Assim, este enquadramento normativo fundamenta a escolha da geometria irregular nas análises subsequentes e antecipa as conclusões relativas ao impacto da regularidade no comportamento diafragmático, como se desenvolve na Secção 4.4.

4

ANÁLISES SÍSMICAS E INFLUÊNCIA DA REGULARIDADE EM PLANTA

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Conforme discutido no Capítulo 2, a modelação de estruturas com lajes pré-fabricadas apresenta dificuldades associadas à representação da contribuição resistente dos painéis para o comportamento diafragmático.

Por este motivo, a presente investigação adotou como abordagem de referência uma estratégia de modelação conservativa para este tipo de situações, amplamente utilizada na prática corrente, na qual apenas a lâmina de compressão betonada *in situ* é considerada na definição das propriedades do diafragma, que, por sua vez, emula o comportamento unidirecional dos painéis pré-fabricados.

Para permitir uma avaliação objetiva e controlada dos resultados, com base num controlo total da conceção estrutural, foram analisados modelos teóricos. Um deles corresponde a um modelo monolítico de controlo (Modelo MON), geometricamente equivalente aos modelos pré-fabricados (Modelos PF) criados a partir do primeiro.

4.2 SIMPLIFICAÇÕES, PRESSUPOSTOS E ESTRATÉGIAS DE MODELAÇÃO

Os modelos foram criados com base em simplificações e pressupostos de modelação compatíveis com a análise e com o projeto sísmico real de estruturas, com as práticas correntes de construção civil, em termos de conceção e projeto, e com os requisitos mínimos de dimensionamento e durabilidade do EC2.

4.2.1 Simplificações e pressupostos para as análises sísmicas

No que respeita à modelação e análise sísmica, que foi efetuada por análise modal por espectro de resposta, foi utilizado o programa de cálculo estrutural RSA.

Os espectros utilizados para as análises sísmicas foram definidos com base na região do município de Lagos, uma região de elevada perigosidade sísmica em Portugal Continental, que corresponde a uma zona 1.1 para uma ação sísmica (A.S.) Tipo 1 (sismo afastado – interplacas) e 2.3 para A.S. Tipo 2 (sismo próximo – intraplacas), ilustradas na Fig. 4.1.

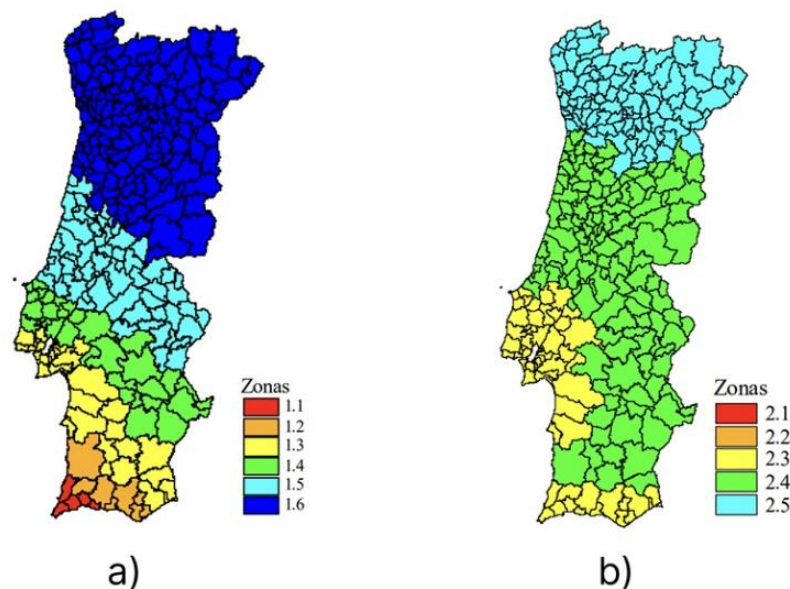


Fig. 4.1 – Zonamento sísmico em Portugal Continental: (a) A.S. Tipo 1; (b) A.S. Tipo 2 [8]

Na análise espectral, foi desconsiderada a ação vertical, correspondente à direção Z do referencial global, por se pretender centrar o foco da análise no resultado da excitação horizontal dos diafragmas de piso, removendo, assim, esforço computacional desnecessário.

A classificação do terreno foi fixada, de acordo com o quadro 3.1 do EC8, representado na Fig. 4.2, na categoria de tipo C. A classe de importância situa-se na categoria II, correspondente a edifícios de habitação ou de escritórios, de acordo com a secção 4.2.5 do EC8, tratando-se da tipologia de utilização das estruturas em análise.

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	—	—
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	—	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Fig. 4.2 – Tipos de terreno [8]

4.2.2 Simplificações e pressupostos para a conceção estrutural

A conceção procurou definir um sistema estrutural de paredes resistentes a ações sísmicas, com lajes fungiformes no Modelo MON, com vãos máximos de 6 m e um pé-direito bruto de 3 m constante ao longo de 6 pisos acima do solo, sem pisos enterrados.

Relativamente aos materiais, adotou-se aço A500, com uma tensão de cedência de cálculo (f_{yd}) aproximadamente igual a 435 MPa e betão da classe de resistência de C30/37 para todos os elementos, exceto para os elementos pré-fabricados e os núcleos de elevadores e de escadas, cuja classe adotada foi de C40/50. Segundo o critério do EC8 descrito na Secção 3.3.5, a rigidez de todos os elementos de betão armado (correspondente a toda a estrutura) foi modelada com 50% dos valores característicos.

Em matéria de durabilidade, de acordo com os requisitos do EC2, considerou-se, para todos os elementos, com base na corrosão induzida por carbonatação, a classe XC3 (humidade moderada), correspondendo a um recobrimento nominal (c_{nom}) de 35 mm, exceto para os elementos pré-fabricados (XC4; $c_{nom} = 40$ mm), de acordo com quadro NA.II do Anexo Nacional Português, para um tempo de vida útil do edifício de 50 anos e uma classe estrutural S4, coincidindo com a maioria dos edifícios correntes [15].

4.2.3 Ações e combinações consideradas

No que respeita às ações consideradas, foram descuradas as imperfeições geométricas associadas às cargas verticais, bem como as ações do vento, assumindo-se que a ação horizontal condicionante para a presente análise é a ação sísmica. Adicionalmente, apenas as cargas gravíticas ou verticais foram consideradas relevantes para a determinação dos efeitos sísmicos, pelo que foram as únicas explicitamente modeladas.

As ações verticais consideradas nos modelos em análise foram determinadas com base no Eurocódigo 1 (EC1) [46]. As cargas permanentes consideradas foram o peso próprio da estrutura total, dependente do peso volumico do betão considerado no RSA (24,53 kN/m³). Adicionalmente, nos Modelos PF, fruto da estratégia de modelação adotada, foi também considerado o peso próprio, como carga distribuída aplicada na lâmina de compressão, representativo dos painéis pré-fabricados não modelados diretamente. Ainda, foram consideradas as restantes cargas permanentes (RCP) que incluem revestimentos, divisórias e outras cargas similares, no valor de 3 kN/m².

Relativamente às sobrecargas (SOB), estas foram determinadas com base no quadro 6.2 do EC1, definindo os coeficientes coerentes com a utilização do edifício, sendo que os Pisos 1 a 5 se integram na categoria A de utilização (SOB Cat. A) e o Piso 6 (cobertura) na categoria H (SOB Cat. H), com valores adotados de 2 kN/m² e 0,4 kN/m², respetivamente.

Todos os valores referentes às cargas verticais consideradas estão sintetizados no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Ações verticais consideradas

Tipo de carga		Valor	Aplicação
Permanente (G_k)	Peso Próprio (PP)	24,53 kN/m ³	Toda a estrutura
		Variável (kN/m ²)	Painéis de piso pré-fabricados
	RCP	3,0 kN/m ²	Todos os pisos
Variável (Q_k)	SOB Cat. A	2,0 kN/m ² ($\psi_2 = 0,3$)	Pisos 1 a 5
	SOB Cat. H	0,4 kN/m ² ($\psi_2 = 0,0$)	Piso 6 (Cobertura)

Com estes valores, foram criadas as combinações de ações para ELU e ELS relevantes para a presente análise, de acordo com o Eurocódigo 0 (EC0), representadas no Quadro 4.2:

- ELU AVB SOB: Casos de sobrecarga SOB Cat. A e SOB Cat. H como ação variável base (AVB);
- ELS CQP: Combinação quase-permanente;
- ELS Característica: Combinação característica.

Quadro 4.2 – Combinações de ações verticais

Combinação	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.
ELU AVB SOB	PP	1,35	RCP	1,35	SOB Cat.A	1,50	SOB Cat.H	1,50
ELS CQP	PP	1,00	RCP	1,00	SOB Cat.A	0,30	-	-
ELS Característica	PP	1,00	RCP	1,00	SOB Cat.A	1,00	-	-

4.2.4 Conceção estrutural e modelação do Modelo MON

O Modelo MON desenvolvido para a interpretação dos resultados dos ensaios numéricos dos Modelos PF teve como objetivo simular o comportamento de uma estrutura monolítica. A sua conceção seguiu dois princípios fundamentais.

Por um lado, procurou emular as práticas arquitetónicas correntes, adotando uma geometria de planta em L, irregular em planta, e visando um comportamento torsionalmente flexível de modo a mobilizar esforços de membrana significativos no diafragma.

Por outro lado, assegurou a regularidade em altura para que a análise de um piso condicionante pudesse ser extrapolada para os restantes, tornando o estudo mais conciso e de fácil interpretação.

Os elementos estruturais utilizados e as suas respetivas características de materiais e geométricas estão representados no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Características dos elementos estruturais do Modelo MON

Tipo de elemento	Designação	Geometria	Material
Lajes maciças fungiformes	LM26	$h_{laje} = 0,26 \text{ m}$	C30/37
Pilares	-	$b = 0,30 \text{ m}$ $d = 0,70 \text{ m}$	C30/37
Paredes estruturais	Pa1	$e = 0,30 \text{ m}$ $l = 4,0 \text{ m}$	C30/37
	Pa2	$e = 0,35 \text{ m}$ $l = 4,0 \text{ m}$	C30/37
Núcleo	Nu35	Direção X $e = 0,35 \text{ m}$ $l = 4,0 \text{ m}$	C40/50
		Direção Y $e = 0,35 \text{ m}$ $l = 4,0 \text{ m}$	C40/50

Relativamente aos aspetos de modelação no RSA, realizada pelo MEF, os pilares foram modelados como elementos finitos (EF) de barra e as restantes componentes estruturais (lajes, paredes e núcleos) modelados como EF de casca. Estes últimos, foram definidos, de forma preferencial, como uma malha de EF quadrados de 0,50 m de lado, sendo que o programa ajusta automaticamente a sua geometria consoante as necessidades de adaptação da malha a nós de outros elementos que a intersetam.

Assim, a conceção do Modelo MON está representada na Fig. 4.3.

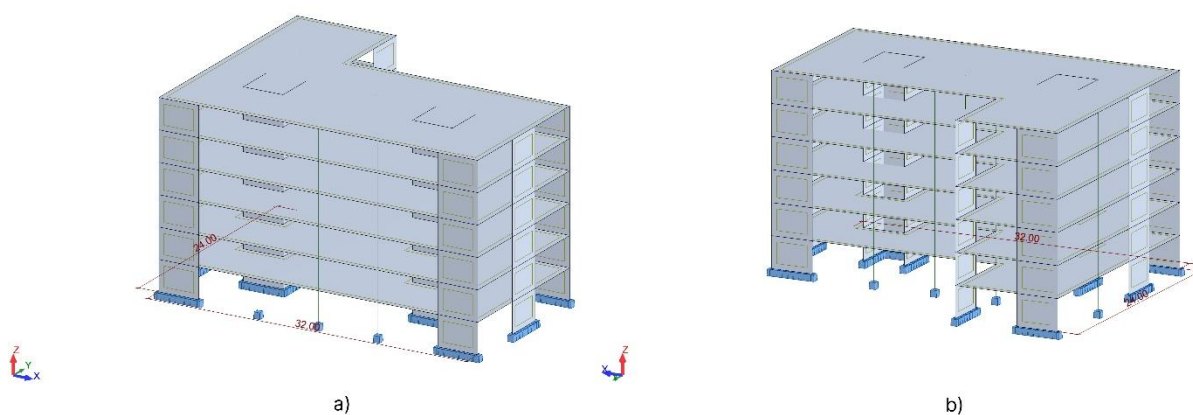


Fig. 4.3 – Modelo MON: (a) vista frontal; (b) vista traseira

4.3 ANÁLISE E VERIFICAÇÃO SÍSMICA DO MODELO MON

4.3.1 Análise modal e vibração natural da estrutura

De acordo com a cláusula 3.2.4(2)P do EC8, as cargas verticais utilizadas no modelo foram convertidas em massas de piso, pela equação (4.1).

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.1)$$

O valor do coeficiente de combinação (ψ_E) a adotar para as ações variáveis de categoria A, foi, com base no quadro 4.2 do EC8, determinado a partir de um coeficiente φ de valor igual a 0,8, considerando os pisos com ocupações correlacionadas. Sendo que a determinação de ψ_E se dá a partir da equação (4.2), o valor final para este coeficiente foi de 0,24.

$$\psi_E = \varphi \cdot \psi_2 \quad (4.2)$$

Com este método, foi realizada a análise modal para 15 modos no RSA, utilizando as ações convertidas em massas para a determinação das forças de inércia de cálculo. Após garantir que a análise modal contabilizou uma soma das massas modais efetivas superior a 90%, para ambas as direções principais, verificando a cláusula 4.3.3.3.1(3) do EC8, foram obtidos os resultados presentes no anexo A.1.

O modo de vibração principal da estrutura na direção X corresponde ao Modo 3, com 0,29 s de período, por corresponder ao modo com a maior massa modal nessa direção. Para a direção Y, o respetivo modo foi o Modo 2, com 0,37 s de período.

Ambas as deformadas da estrutura correspondentes aos modos estão representados na Fig. 4.4 e Fig. 4.5, respetivamente.

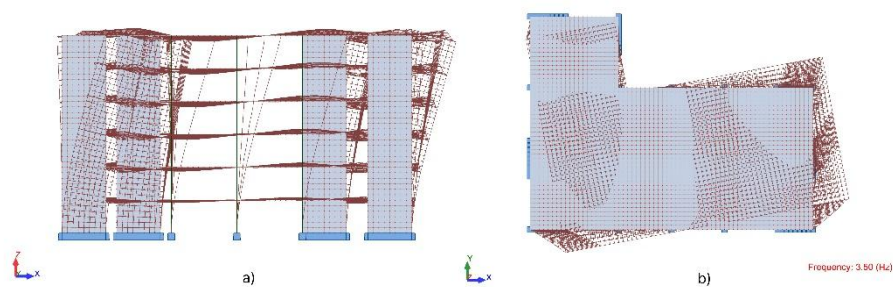


Fig. 4.4 – Modo de vibração 3 do Modelo MON: (a) vista frontal; (b) vista em planta

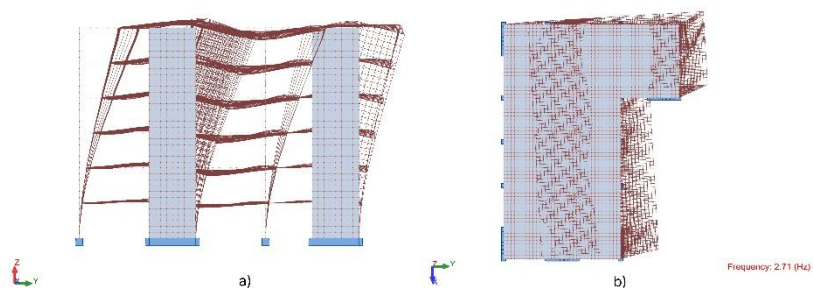


Fig. 4.5 – Modo de vibração 2 do Modelo MON: (a) vista lateral; (b) vista em planta

A deformada da estrutura associada ao Modo 1 está representada na Fig. 4.6. Este modo, com um período de 0,40 s, apresentou um comportamento torsional relevante, o que, sendo o primeiro modo de vibração, indica um comportamento torsionalmente flexível da estrutura, como pretendido inicialmente.

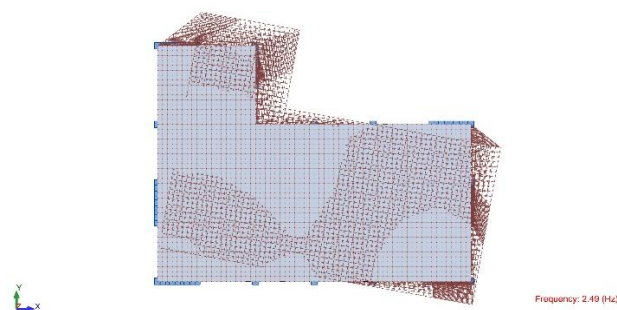


Fig. 4.6 – Vista em planta da deformada associada ao modo de vibração 1 do Modelo MON

4.3.2 Caracterização da ação sísmica e avaliação da CDR

4.3.2.1 Definição do espectro de resposta elástica e dos elementos primários

A caracterização dos parâmetros necessários à construção do espectro elástico para o município de Lagos, de acordo com o EC8, encontra-se definida no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Parâmetros de definição do espectro elástico para Lagos

Parâmetro	A.S. Tipo 1	A.S. Tipo 2
S_{max} (m/s ²)	1,60	
T_B (s)	0,10	0,10
T_C (s)	0,60	0,25
T_D (s)	2,00	2,00
a_{gR} (m/s ²)	2,50	1,70
γ_I	1,00	
a_g (m/s ²)	2,50	1,70
S	1,30	1,46
$S_{e,X}$ (T = 0,29 s) (m/s ²)	8,125	5,171
$S_{e,Y}$ (T = 0,37 s) (m/s ²)	8,125	4,432

De acordo com as equações de (4.3) a (4.6), adaptadas do EC8, para 5% de amortecimento viscoso (ξ) (valor mais indicado para estruturas de betão armado), construiu-se o espectro de resposta elástica horizontal, representado na Fig. 4.7.

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot 1,5 \right] \quad (4.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2,5 \quad (4.4)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (4.5)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s}: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (4.6)$$

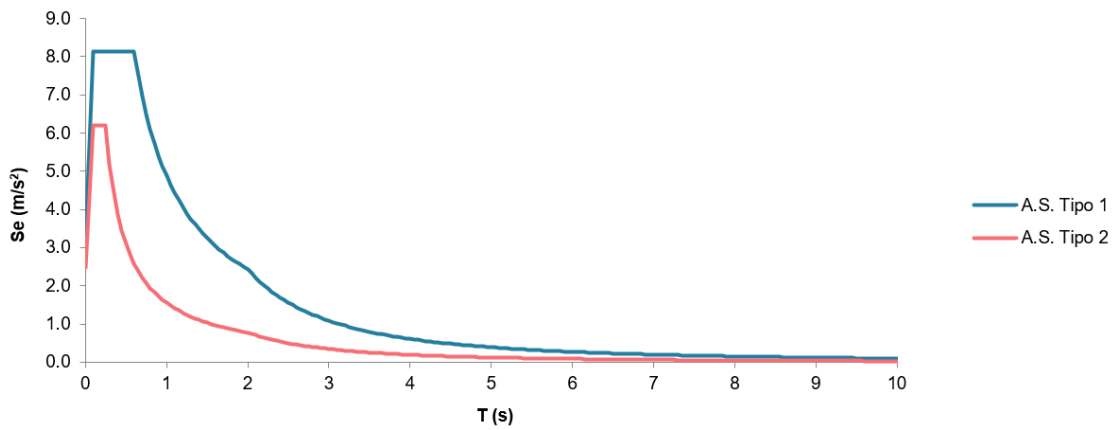


Fig. 4.7 – Espectro de resposta elástica horizontal para A.S. Tipos 1 e 2 para Lagos

Como se pode verificar pela formulação gráfica do espectro elástico, a A.S. Tipo 2 pode ser desconsiderada na introdução da informação espectral no programa de cálculo, porque, em nenhum ponto, as suas acelerações excedem as acelerações da A.S. Tipo 1.

Procedendo-se à inserção dos dados relativos ao espectro elástico no RSA, exclusivamente para a A.S. Tipo 1, determinaram-se os resultados dos esforços elásticos na estrutura. O Quadro 4.5 sintetiza os resultados das forças sísmicas reduzidas por piso, para cada direção, que permite confirmar o tipo de sistema estrutural base como um sistema de paredes dúcteis e verificar a cláusula 4.2.2(4) do EC8, que impõe um máximo de 15% de contribuição para a rigidez lateral por parte de todos os elementos sísmicos secundários.

Quadro 4.5 – Distribuição de forças sísmicas pelos elementos verticais

Piso	FX pilares (kN)	FX paredes (kN)	% Pilares em X	FY pilares (kN)	FY paredes (kN)	% Pilares em Y
1	180,51	18152,21	0,99%	161,10	23399,99	0,70%
2	119,86	17504,47	0,74%	198,44	22636,76	0,87%
3	176,3	15896,54	1,18%	282,96	20749,97	1,35%
4	190,58	13572,88	1,50%	327,21	17818,71	1,80%
5	189,44	10417,25	1,92%	315,79	13698,53	2,25%
6	238,03	5920,72	4,30%	467,03	7662,69	5,73%

Conclui-se, assim, que as paredes e os núcleos podem ser classificados como elementos sísmicos primários e os pilares e lajes como elementos secundários. De seguida, procedeu-se à verificação de que a estrutura não se trata de um pêndulo invertido, tendo-se representado, no Quadro 4.6, as massas excitadas de cada piso em situação de projeto sísmica.

Quadro 4.6 – Massa modal total de cada piso

Piso	Massa (t)
1	706,17
2	706,17
3	706,17
4	706,17
5	706,17
6	709,36
Σ	4240,23

Pode concluir-se que, de acordo com a definição na cláusula 5.1.2(1) do EC8, como 50% da massa total da estrutura (2120,12 t) é superior à massa do terço superior da estrutura (1415,54 t), o sistema estrutural não se trata de um sistema de pêndulo invertido.

4.3.2.2 Avaliação da condição de diafragma rígido

Procedeu-se, de seguida, à modelação de um modelo primário (Modelo MON P), com o objetivo de majorar os deslocamentos e os esforços nos elementos primários através da desconsideração da rigidez à flexão dos elementos secundários. O Modelo MON P, representado na Fig. 4.8, resulta, assim, de uma modificação do Modelo MON original (equivalente ao Modelo MON P+S).

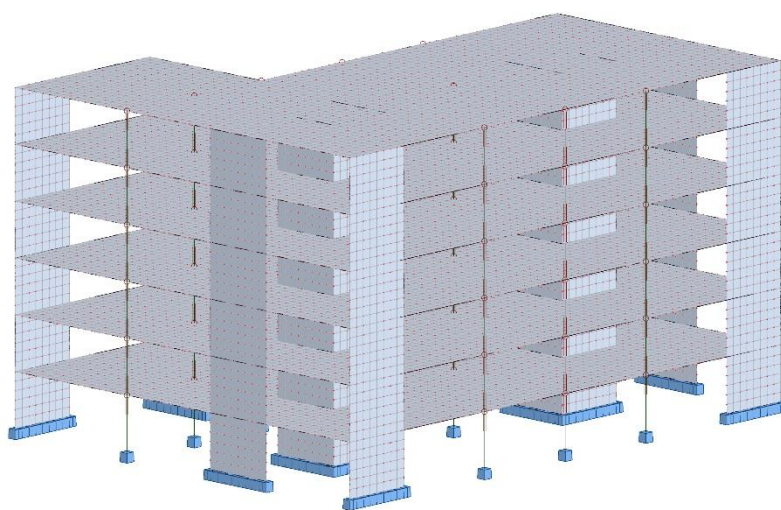


Fig. 4.8 – Modelo MON P com representação visual das rótulas nas extremidades dos pilares

Nos modelos primários, as ligações entre os pilares e a laje são modeladas como rotuladas (sem transferência de momentos fletores nem de esforços transversos) e as lajes passam a não contribuir com rigidez à flexão, sendo os termos correspondentes da sua matriz de rigidez reduzidos para 1% dos seus valores característicos, de forma a simular um comportamento praticamente articulado.

A partir da análise do Modelo MON P, foi analisada a possibilidade de adotar a CDR na verificação associada à flexibilidade à torção dos seus pisos, de acordo com o critério definido no EC8, como introduzido na Secção 3.4.1.

A relações entre os deslocamentos com a rigidez real e infinita foram determinadas para todos os nós “i”, para todos os pisos, através da equação (4.7).

$$\left(1 - \frac{U_{Rígido,i}}{U_{Real,i}}\right) \cdot 100\% \nlessgtr 10\% \quad (4.7)$$

Analisando as relações máximas de cada direção (Max % UX e Max % UY), para cada piso, estas encontram-se representadas no Quadro 4.7, indicando o Piso 1 como o mais condicionante.

Quadro 4.7 – Relações máximas de deformação segundo o critério do EC8, para cada piso

Piso	Max % UX	Max % UY
1	8,5%	6,6%
2	3,7%	2,0%
3	2,3%	1,3%
4	1,9%	1,2%
5	1,9%	1,2%
6	1,8%	1,1%

As relações de deformação em ambas as direções X e Y resultaram nos valores máximos de 8,5% e 6,6%, respetivamente. Tendo-se revelado ambas menores do que 10% encontra-se, assim, validada a CDR para a estrutura do Modelo MON.

4.3.3 Análise e verificação sísmica

4.3.3.1 Critérios de regularidade estrutural

Para que a estrutura possa ser validada como regular em planta, tem de obedecer aos seguintes critérios, referentes às cláusulas de 4.2.3.2(2) a 4.2.3.2(6) da secção correspondente:

- Cláusula 4.2.3.2(2): A estrutura deve apresentar aproximadamente simetria em planta relativamente a dois eixos ortogonais, no que respeita à rigidez lateral e à distribuição de massas;
- Cláusula 4.2.3.2(3): A configuração em planta deve ser compacta e delimitada por um contorno convexo; eventuais reentrâncias são admissíveis desde que não afetem significativamente a rigidez no plano e que a área associada a cada recuo não ultrapasse 5% da área do piso;
- Cláusula 4.2.3.2(4): A rigidez do piso no seu plano deve ser suficientemente elevada face à rigidez lateral dos elementos verticais, de modo a garantir um comportamento próximo de diafragma rígido e uma adequada distribuição das forças sísmicas entre os elementos resistentes;
- Cláusula 4.2.3.2(5): A esbelteza em planta do edifício, definida pela razão entre a maior e a menor dimensão em planta, não deve exceder o valor limite de 4;
- Cláusula 4.2.3.2(6): Em cada piso e para cada direção de cálculo, devem ser satisfeitas condições das equações (4.8) e (4.9) que limitam a excentricidade estrutural e asseguram uma adequada relação entre o raio de torção e o raio de giração da massa, de forma a controlar efeitos torsionais excessivos.

$$e_{OX} \leq 0,30 \cdot r_X \quad (4.8)$$

$$r_X \geq l_s \quad (4.9)$$

Em que:

- e_{OX} : distância entre o centro de rigidez (CR) e o centro de massa (CM), medida segundo a direção x, perpendicular à direção de cálculo considerada;

- r_X : raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção Y (“raio de torção”);
- I_S : raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso (I_P) e a massa do piso (ver o Quadro 4.8)).

Note-se que, a cláusula 4.2.3.2(6) está intrinsecamente relacionada com o comportamento torsionalmente flexível do edifício. Pela cláusula 5.2.2.1(4)P do EC8, o sistema estrutural é classificado como torsionalmente flexível se possuir rigidez à torção mínima, que é dada pela equação (4.9), para ambas as direções.

A estratégia para avaliar a rigidez mínima à torção foi adaptada da CSI Portugal e baseou-se no cálculo da rigidez lateral em cada direção horizontal (K_{FX} e K_{FY}) e rotacional na direção vertical (K_M), para cada piso, através da relação entre os deslocamentos respetivos resultantes (U_X , U_Y e R_Z) da aplicação de forças e momentos de 10^5 kN e kNm nos centros de rigidez de cada piso.

Quadro 4.8 – Valores de K_{FX} , K_{FY} e K_M para cada piso

Piso	K_{FX} (kN/m)	K_{FY} (kN/m)	K_M (kNm/rad)	I_P (kg·m ²)
1	2,3E+07	2,7E+07	1,6E+09	9,75E+07
2	6,6E+06	6,8E+06	7,5E+08	9,75E+07
3	2,8E+06	2,6E+06	3,4E+08	9,75E+07
4	1,4E+06	1,2E+06	1,7E+08	9,75E+07
5	8,2E+05	6,6E+05	9,5E+07	9,75E+07
6	5,1E+05	4,0E+05	5,8E+07	9,64E+07

Assim, foi possível calcular os valores dos raios de torção em X e em Y e compará-los com os valores dos raios de giração, para cada piso, de modo a verificar a condição (4.1b) do EC8, correspondente à equação (4.9), cujos resultados e verificações estão representados no Quadro 4.9.

Quadro 4.9 – Verificação da rigidez mínima à torção pelo EC8 (4.1b)

Piso	Considerado	r_X (m)	r_Y (m)	l_s (m)	X	Y
1	Sim	7,73	8,38	11,75	KO	KO
2	Sim	10,47	10,62	11,75	KO	KO
3	Sim	11,46	10,99	11,75	KO	KO
4	Sim	11,84	10,92	11,75	OK	KO
5	Sim	12,01	10,79	11,75	OK	KO
6	Sim	12,09	10,70	11,66	OK	KO

Pode-se concluir, então, que a cláusula em questão não é verificada. Com isto, conclui-se que, pela cláusula 5.2.2.1(4)P do EC8, o sistema de paredes dúcteis terá de ser tratado como um sistema torsionalmente flexível, nas consequentes considerações para a determinação do espectro de resposta de cálculo. A verificação da cláusula 4.2.3.2(6) terminou com a verificação da condição da equação (4.8), que corresponde à condição (4.1a) do EC8.

O Quadro 4.10 sintetiza os valores das excentricidades e_0 , em ambas as direções, e a sua verificação face à comparação com 30% do valor dos raios de torção, para cada piso, que culminou na conclusão de que a cláusula em questão não foi verificada.

Quadro 4.10 – Verificação da excentricidade estrutural máxima pelo EC8 (4.1a)

Piso	Considerado	e_{0X} (m)	e_{0Y} (m)	$0,3 \cdot r_X$ (m)	$0,3 \cdot r_Y$ (m)	X	Y
1	Sim	0,3699	1,0896	2,32	2,51	OK	KO
2	Sim	0,3699	1,0896	3,14	3,19	OK	KO
3	Sim	0,3699	1,0896	3,44	3,30	OK	KO
4	Sim	0,3699	1,0896	3,55	3,28	OK	KO
5	Sim	0,3699	1,0896	3,60	3,24	OK	KO
6	Sim	0,3255	1,0161	3,63	3,21	OK	KO

No que respeita às restantes cláusulas e respetivas condições, a estrutura tem configuração em L. Assim, com a existência da reentrância em planta, aplica-se o critério representado na Fig. 4.9. O valor da área A_R é igual a 88 m^2 e o valor da área A_P é igual a 592 m^2 , o que resulta numa relação $A_R/A_P = 14,9\%$, cujo valor é superior ao valor máximo normalizado de 5% , resultando na invalidação da cláusula em questão.

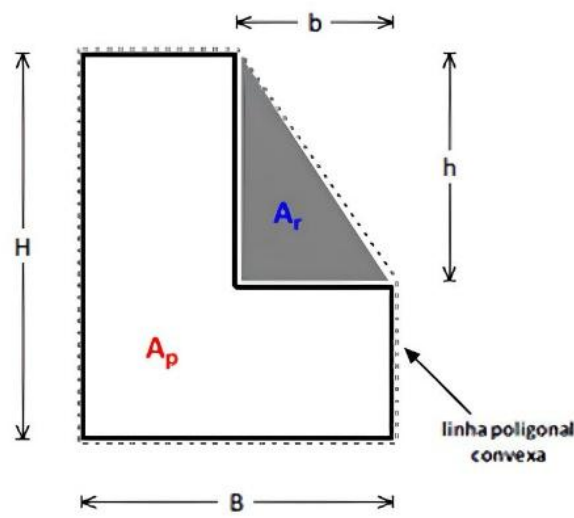


Fig. 4.9 – Esquema representativo do critério da cláusula 4.2.3.2(3) do EC8

O critério da esbelteza em planta (λ) assume o valor de 2, cumprindo o limite aplicável, através da simples relação entre o comprimento máximo e o mínimo em planta, desconsiderando a reentrância. As verificações completas associadas a estes critérios encontram-se sintetizadas no Quadro 4.11, demonstrando que a estrutura satisfaz as condições de regularidade em planta estabelecidas pelo EC8.

Quadro 4.11 – Critérios de regularidade em planta do EC8

Cláusula do EC8	Descrição	Verificação
4.2.3.2(2)	Estrutura aproximadamente simétrica em planta	Não
4.2.3.2(3)	Configuração em planta compacta	Não
4.2.3.2(4)	Rigidez no plano dos pisos	Sim
4.2.3.2(5)	Limite de esbelteza do edifício em planta ($\lambda \leq 4$)	Sim
4.2.3.2(6)	Rigidez mínima à torção	Não

Relativamente à regularidade em altura, o EC8 estabelece o seguinte conjunto de critérios para a validação estrutural neste âmbito:

- Cláusula 4.2.3.3(2): Todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício;
- Cláusula 4.2.3.3(3): A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício considerado;
- Cláusula 4.2.3.3(4): Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes;
- Cláusula 4.2.3.3(5): Quando a construção apresenta recuos aplicam-se condições adicionais.

O Quadro 4.12 sintetiza as verificações associadas aos critérios acima mencionados, que, por sua vez, se verificam de forma mais expedita para o caso desta estrutura, face aos critérios de regularidade em planta.

Quadro 4.12 – Critérios de regularidade em altura do EC8

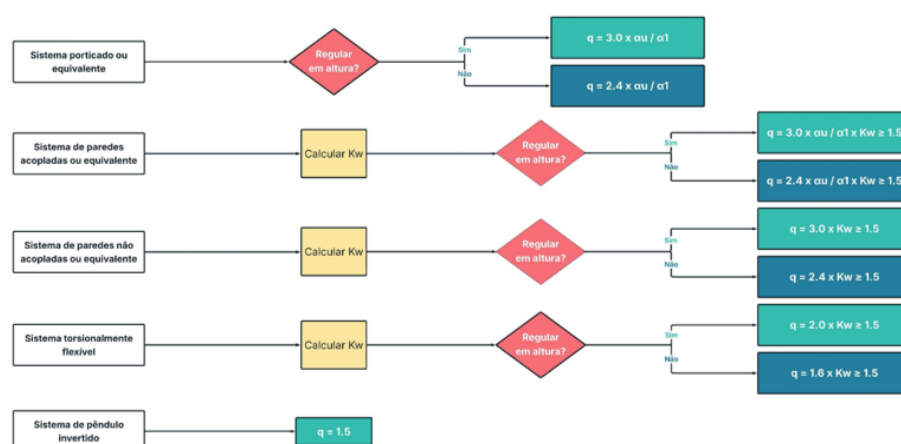
Cláusula do EC8	Descrição	Verificação
4.2.3.3(2)	Continuidade dos elementos primários em altura	Sim
4.2.3.3(3)	Distribuição gradual de rigidez e massa	Sim
4.2.3.3(4)	Distribuição de rigidez em estruturas porticadas	Não aplicável
4.2.3.3(5)	Tipologia dos recuos	Não aplicável

Conclui-se, assim, que a estrutura do modelo de controlo reúne as condições que resultam na sua classificação como irregular em planta e regular em altura, de acordo com os critérios estabelecidos no EC8.

4.3.3.2 Definição do espectro de resposta de cálculo

Com base nas verificações anteriores, procedeu-se à determinação do coeficiente de comportamento (q) segundo o método definido pelo EC8 para a classe de ductilidade média (DCM).

Posto isto, como se pode verificar no esquema da Fig. 4.10, que sintetiza as diferentes fórmulas de cálculo do coeficiente de comportamento de acordo com os vários tipos de sistema estrutural, para a classe DCM, este fator foi determinado, para o sistema torsionalmente flexível do modelo de controlo, pela equação (4.10).

Fig. 4.10 – Esquema de fluxos de cálculo de q consoante o sistema estrutural

$$q = 2,0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (4.10)$$

Em que:

- k_w : Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes, igual a $(1 + \alpha_o)/3 \leq 1$, mas não inferior a 0,5, para sistemas de paredes.

Sendo que a esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural (α_o), determinada pela equação (4.11), é superior a 2, fazendo com que k_w seja superior a 1, este último parâmetro foi fixado no valor unitário.

$$\alpha_o = \Sigma h_{wi} / \Sigma l_{wi} \quad (4.11)$$

Assim, o valor de q para a estrutura do modelo de controlo assume o valor máximo a adotar de 2, que foi o valor adotado na determinação do espectro de cálculo, representado na Fig. 4.11.

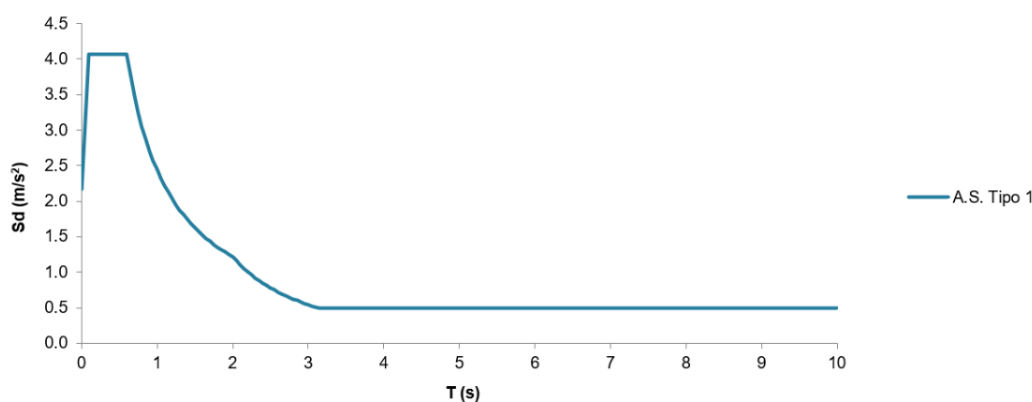


Fig. 4.11 – Espectro de cálculo para a A.S. Tipo 1

4.3.3.3 Verificações de segurança e validação do modelo

A partir do Modelo MON P, foram realizadas as verificações relativas aos *drifts* para a limitação de danos e aos efeitos de segunda ordem (efeitos P-Δ) a considerar nas combinações sísmicas para ELU, utilizando o espectro elástico, para avaliar as deformações elásticas de acordo com a cláusula 4.3.4(1)P do EC8.

O valor máximo para limitação dos *drifts* (d_r) pode assumir três valores diferentes, dependendo da ductilidade dos elementos não estruturais da estrutura. Estes elementos são classificados como materiais: frágeis fixos à estrutura, dúcteis ou fixos à estrutura de forma a não interferir com as deformações estruturais. Neste caso, assumiu-se que o edifício possuiria materiais não estruturais frágeis, pois trata-se do caso mais corrente na indústria, pelo uso de alvenaria de tijolo. Neste cenário, a condição para limitação dos *drifts* é dada pela equação (4.12).

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad (4.12)$$

Em que:

- h : altura entre pisos;
- v : coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos.

Anteriormente, foram definidas as alturas de todos os pisos como iguais a 3 m. Adicionalmente, o coeficiente de redução v , de acordo com a cláusula NA-4.4.3.2(2) do EC8, assume o valor de 0,40 para A.S. Tipo 1, que foi a única A.S. considerada na presente análise.

Assim, o Quadro 4.13 apresenta, para cada piso, a verificação referente à condição da equação (4.12), que permite concluir que a estrutura do modelo de controlo verifica a limitação de *drifts*.

Quadro 4.13 – Verificação da limitação de deslocamentos relativos entre pisos

Piso	$d_{r,x}$ (m)	$d_{r,y}$ (m)	$d_r \leq 3,75E-02$
1	3,04E-03	2,91E-03	OK
2	6,78E-03	6,61E-03	OK
3	9,21E-03	9,26E-03	OK
4	1,05E-02	1,10E-02	OK
5	1,08E-02	1,18E-02	OK
6	1,16E-02	1,20E-02	OK

A verificação associada aos efeitos P- Δ obedece a diferentes condições para determinados intervalos de valores do coeficiente de sensibilidade aos *drifts* (θ), dado pela equação (4.13), adaptada da expressão (4.28) do EC8.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad (4.13)$$

Em que:

- P_{tot} : carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica;
- V_{tot} : Força de corte sísmica total no piso considerado;
- h : altura entre pisos.

Assim, considerando que θ nunca deve ser superior a 0,30, se:

- $\theta \leq 0,10$: não é necessário considerar os efeitos P- Δ ;
- $0,10 < \theta \leq 0,20$: os efeitos P- Δ poderão ser avaliados de modo aproximado multiplicando os esforços sísmicos por um fator igual a $1/(1 - \theta)$;
- $0,20 < \theta \leq 0,30$: os efeitos P- Δ têm de ser considerados no cálculo dos elementos estruturais.

Apresenta-se, então, no Quadro 4.14, o cálculo dos coeficientes de sensibilidade, dos respetivos parâmetros e a conclusão acerca da consideração dos efeitos P- Δ , para ambas as direções.

Quadro 4.14 – Avaliação dos efeitos de segunda ordem (efeitos P-Δ)

Piso	P_{tot} (kN)	$V_{tot,X}$ (kN)	$V_{tot,Y}$ (kN)	θ_X	θ_Y	Conclusão
1	41918,50	351,93	359,53	0,1206	0,1133	Fator de $1/(1 - \theta)$ em X e Y
2	34751,07	770,66	894,80	0,1020	0,0855	Fator de $1/(1 - \theta)$ em X
3	27758,67	1140,05	1429,92	0,0747	0,0600	Não considerar efeitos P-Δ
4	20766,27	1555,16	2048,99	0,0465	0,0370	Não considerar efeitos P-Δ
5	13773,87	2204,74	2938,10	0,0225	0,0184	Não considerar efeitos P-Δ
6	6781,47	3093,77	4101,07	0,0085	0,0066	Não considerar efeitos P-Δ

Sendo que o coeficiente no Piso 1, para ambas as direções, se revelou superior a 0,10, porém inferior a 0,20, incluiu-se, nas combinações de ações, um coeficiente majorativo (A_s) de $A_{sx} = 1,137$ e $A_{sy} = 1,128$, com $\theta_x = 0,121$ e $\theta_y = 0,113$.

Adicionalmente, também foram considerados os incrementos de deslocamentos do Modelo MON P face ao Modelo MON P+S.

Sendo que os deslocamentos são maiores no Modelo MON P, devido à articulação dos pilares e desconsideração da resistência das lajes à flexão, estes necessitam de ser aplicados no Modelo MON P+S, através de um fator de incremento de deslocamentos ($F_{inc,(P+S)}$), determinado a partir da equação (4.14), que permite garantir que os elementos secundários garantem a integridade estrutural em ELU e em ELS, quando sujeitos aos deslocamentos máximos em situação de projeto sísmica.

$$F_{inc,(P+S)} = \frac{U_{max,P}}{U_{max,P+S}} \quad (4.14)$$

Assim, tendo-se avaliado os deslocamentos máximos de piso, para cada direção, para ambos os modelos, apresentaram-se, no Quadro 4.15, os resultados dos fatores de incremento para o Modelo MON.

Quadro 4.15 – Fatores de incremento de deslocamentos para o Modelo MON

Piso	$U_{X,max,P}$ (mm)	$U_{Y,max,P}$ (mm)	$U_{X,max,P+S}$ (mm)	$U_{Y,max,P+S}$ (mm)	$F_{inc,(P+S),X}$	$F_{inc,(P+S),Y}$
1	3,04	2,91	2,71	2,73	1,12	1,07
2	9,82	9,52	8,59	8,75	1,14	1,09
3	19,03	18,78	16,39	17,06	1,16	1,10
4	29,49	29,74	25,09	26,73	1,18	1,11
5	40,27	41,54	33,94	37,03	1,19	1,12
6	51,85	53,49	43,22	47,26	1,20	1,13

Com estes resultados, numa perspetiva de cálculo simplificado e conservativo, foram considerados os valores máximos de $F_{inc,(P+S)}$, para X e Y, sendo estes os valores correspondentes aos deslocamentos do Piso 6, de 1,20 e 1,13, respetivamente.

Antes de se proceder à verificação dos elementos verticais, foram inseridas no RSA as restantes combinações de ações necessárias, que combinam a ação sísmica com as restantes ações.

A cláusula 4.3.3.5.1(3) do EC8 determina que estas combinações, para as componentes horizontais da ação sísmica devem ser realizadas pelas combinações definidas pelas equações (4.15) e (4.16).

$$E_{Edx} + 0,30 E_{Edy} \quad (4.15)$$

$$0,30 E_{Edx} + E_{Edy} \quad (4.16)$$

Em que:

- E_{Edx} : Representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal X escolhido para a estrutura;
- E_{Edy} : Representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal Y escolhido para a estrutura.

Para o Modelo MON P, foram aplicadas as 8 combinações do Quadro 4.16 para extrair os esforços nos elementos verticais para dimensionamento e verificação. Ou seja, os coeficientes de cada direção foram reduzidos para metade do seu valor, por efeito de $q = 2$.

Quadro 4.16 – Combinações de ações sísmicas (cálculo) com ações gravíticas

# Comb.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.
300	PP	1,00	RCP	1,00	$Q_{k_Cat.A}$	0,30	E_{Edx}	0,57	E_{Edy}	0,17
301	PP	1,00	RCP	1,00	$Q_{k_Cat.A}$	0,30	E_{Edx}	0,57	E_{Edy}	-0,17
302	PP	1,00	RCP	1,00	$Q_{k_Cat.A}$	0,30	E_{Edx}	-0,57	E_{Edy}	0,17
303	PP	1,00	RCP	1,00	$Q_{k_Cat.A}$	0,30	E_{Edx}	-0,57	E_{Edy}	-0,17
304	PP	1,00	RCP	1,00	$Q_{k_Cat.A}$	0,30	E_{Edx}	0,17	E_{Edy}	0,56
305	PP	1,00	RCP	1,00	$Q_{k_Cat.A}$	0,30	E_{Edx}	0,17	E_{Edy}	-0,56
306	PP	1,00	RCP	1,00	$Q_{k_Cat.A}$	0,30	E_{Edx}	-0,17	E_{Edy}	0,56
307	PP	1,00	RCP	1,00	$Q_{k_Cat.A}$	0,30	E_{Edx}	-0,17	E_{Edy}	-0,56

Para o Modelo MON P+S, foram aplicadas 8 combinações, representadas no Quadro 4.17, sem efetuar a redução relativa ao coeficiente de comportamento, para avaliar eventuais deformações pelo espectro elástico.

As alterações aos coeficientes de 0,30 e 1,00 realizadas devem-se aos efeitos majorativos de $F_{inc,(P+S)}$ em ambas as direções e do coeficiente derivado dos efeitos P- Δ ($1/(1 - \theta)$).

Quadro 4.17 – Combinações de ações sísmicas (elásticas) com ações gravíticas

# Comb.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.
308	PP	1,00	RCP	1,00	$Q_{k_Cat.A}$	0,30	E_{Edx}	1,36	E_{Edy}	0,38
309	PP	1,00	RCP	1,00	$Q_{k_Cat.A}$	0,30	E_{Edx}	1,36	E_{Edy}	-0,38
310	PP	1,00	RCP	1,00	$Q_{k_Cat.A}$	0,30	E_{Edx}	-1,36	E_{Edy}	0,38
311	PP	1,00	RCP	1,00	$Q_{k_Cat.A}$	0,30	E_{Edx}	-1,36	E_{Edy}	-0,38
312	PP	1,00	RCP	1,00	$Q_{k_Cat.A}$	0,30	E_{Edx}	0,41	E_{Edy}	1,27
313	PP	1,00	RCP	1,00	$Q_{k_Cat.A}$	0,30	E_{Edx}	0,41	E_{Edy}	-1,27
314	PP	1,00	RCP	1,00	$Q_{k_Cat.A}$	0,30	E_{Edx}	-0,41	E_{Edy}	1,27
315	PP	1,00	RCP	1,00	$Q_{k_Cat.A}$	0,30	E_{Edx}	-0,41	E_{Edy}	-1,27

Pelo Modelo MON P+S, foram determinados os esforços de cálculo para o pilar mais esforçado, assumindo, por simplificação, a sua solução estrutural final como igual para os restantes pilares, não sendo necessárias outras verificações.

Segundo a condição da alínea (a) da cláusula 5.4.3.4.2(12) do EC8 (ductilidade local de paredes dúcteis primárias), verificou-se que o esforço normal reduzido de cálculo máximo (v_d) não excedia 0,15. Como o valor máximo obtido para a combinação quase-permanente foi de 0,089, validou-se esta condição. Assim, o dimensionamento e a verificação das paredes dúcteis foram realizados recorrendo apenas aos critérios do EC2.

Pelo Modelo MON P, as paredes dúcteis foram verificadas e dimensionadas de acordo com os critérios da secção 5.4.2.4 do EC8. Esta secção define regras específicas para o projeto de paredes dúcteis, através do método de envolventes de cálculo dos diagramas de momentos fletores, representado na Fig. 4.12, e de esforços transversos das paredes (*tension shift*).

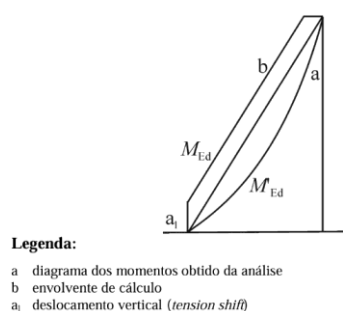


Fig. 4.12 – Envolvente de cálculo dos momentos fletores em paredes esbeltas de sistemas de paredes [8]

O Quadro 4.18 sintetiza as verificações das soluções finais dos elementos estruturais verticais e as resistências mobilizadas ao corte (V util. (%)) e à flexão desviada (N vs. M util. (%)).

Quadro 4.18 – Verificação e dimensionamento dos elementos verticais do Modelo MON

Elemento	Secção	V util. (%)	N vs. M util. (%)	Solução final
Pilares	30x70 cm ²	47,9%	88,0%	
Pa1	30x400 cm ²	63,3%	99,5%	
Pa2	35x400 cm ²	62,6%	90,7%	
Nu35_X	35x400 cm ²	98,2%	99,4%	
Nu35_Y	35x400 cm ²	76,7%	98,9%	

4.4 ANÁLISE DO IMPACTO DA REGULARIDADE EM PLANTA NA RIGIDEZ NO PLANO

Para quantificar o impacto da irregularidade em planta no comportamento diafragmático, e, assim, fundamentar a escolha de estruturas irregulares como casos de estudo da presente dissertação, foi modelada uma estrutura regular (Modelo MON_REG), a partir do Modelo MON, sujeita às mesmas condições de análise da estrutura de controlo.

A comparação entre ambas incide sobre três aspetos: a relação de deformação no plano do diafragma com rigidez real face à rigidez infinita para ambas as direções, o diferencial de deslocamentos e os esforços de membrana mobilizados na laje.

4.4.1 Análise e verificação sísmica do Modelo MON_REG

Os elementos estruturais utilizados e as suas respetivas características de materiais e geométricas, estão representados no Quadro 4.19.

Quadro 4.19 – Características dos elementos estruturais do Modelo MON_REG

Tipo de elemento	Designação	Geometria	Material
Lajes maciças fungiformes	LM26	$h_{laje} = 0,26 \text{ m}$	C30/37
Pilares	-	$b = 0,30 \text{ m}$ $d = 0,70 \text{ m}$	C30/37
Paredes estruturais	Pa1	$e = 0,30 \text{ m}$ $l = 4,0 \text{ m}$	C30/37
	Pa2	$e = 0,35 \text{ m}$ $l = 6,0 \text{ m}$	C30/37
Núcleos	Nu1	Direção X (Nu1_X)	$e = 0,30 \text{ m}$ $l = 4,0 \text{ m}$ C40/50
		Direção Y (Nu1_Y)	$e = 0,30 \text{ m}$ $l = 4,0 \text{ m}$ C40/50
	Nu2	Direção X (Nu2_X)	$e = 0,30 \text{ m}$ $l = 4,0 \text{ m}$ C40/50
		Direção Y (Nu2_Y)	$e = 0,30 \text{ m}$ $l = 2,80 \text{ m}$ C40/50

A modelação e o processo de definição da malha de EF foram similares ao modelo de controlo irregular, resultando na conceção final do Modelo MON_REG, representado na Fig. 4.13.

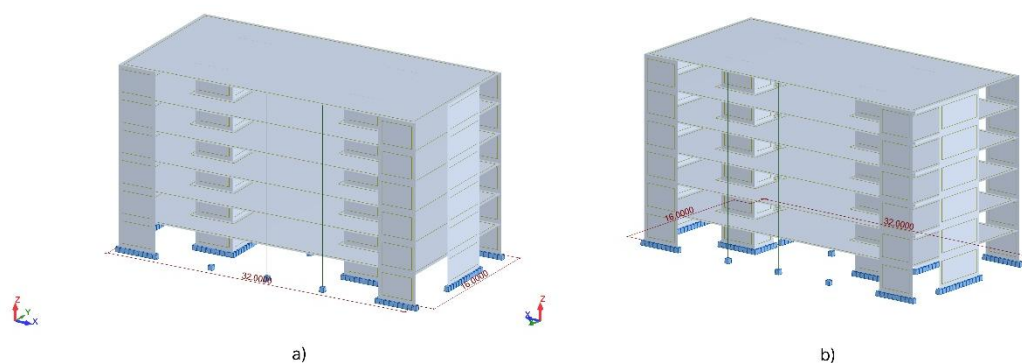


Fig. 4.13 – Modelo MON_REG: (a) vista frontal; (b) vista traseira

Dada a natureza regular da estrutura, a análise modal foi calculada com apenas 10 modos, cujos resultados estão apresentados no anexo A.2, que permitiram verificar a cláusula 4.3.3.1(3), com 95,41% da massa total da estrutura excitada na direção X, cujo modo principal foi o Modo 1 e 94,15% da massa total da estrutura excitada na direção Y, cujo modo principal foi o Modo 2.

Ambas as deformadas da estrutura correspondentes aos modos principais estão representados nas Fig. 4.14 e Fig. 4.15, respetivamente.

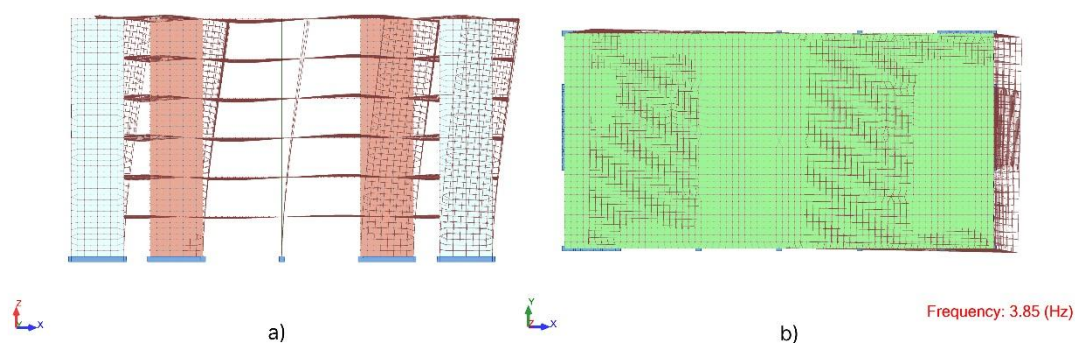


Fig. 4.14 – Modo de vibração 1 do Modelo MON_REG: (a) vista frontal; (b) vista em planta

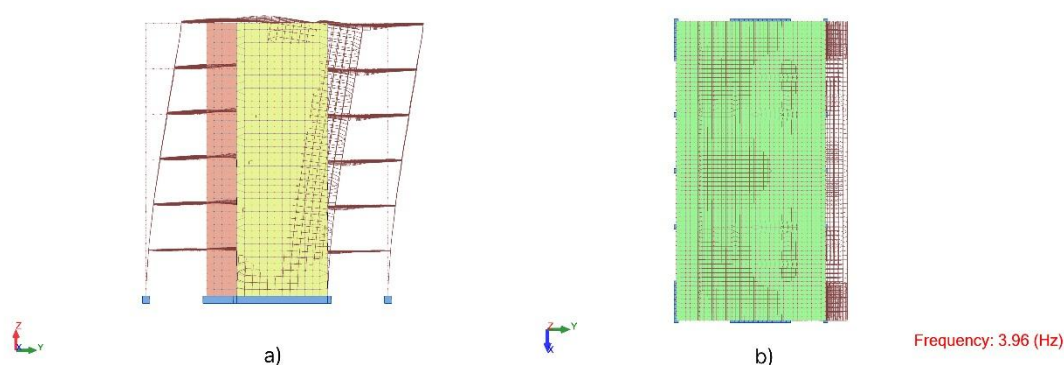


Fig. 4.15 – Modo de vibração 2 do Modelo MON_REG: (a) vista lateral; (b) vista em planta

A deformada da estrutura associada ao Modo 3 está representada na Fig. 4.16. Este modo, com uma frequência natural de 4,67 Hz, apresentou um comportamento de torção, o que é comum em estruturas com esta configuração e que não significa que a estrutura possa desenvolver um comportamento torsionalmente flexível.

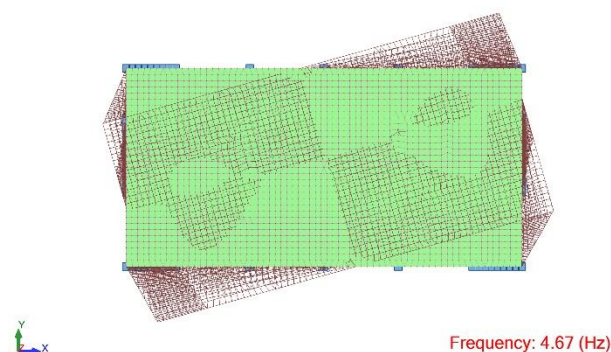


Fig. 4.16 – Modo de vibração 3 do Modelo MON_REG

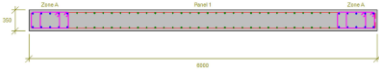
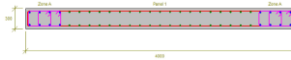
De forma análoga às verificações efetuadas para a estrutura irregular, confirmou-se que o sistema estrutural da presente estrutura corresponde a um sistema de paredes dúcteis e que não configura um sistema de pêndulo invertido.

Utilizando o mesmo espectro elástico adotado para o Modelo MON, foram verificadas as condições relativas aos *drifts* e aos efeitos P- Δ , tendo sido definidas as combinações de ações a utilizar nos modelos MON_REG P+S e MON_REG P.

O coeficiente de comportamento adotado foi igual a 3. Esta escolha fundamenta-se no facto de, derivado do observado no Modelo MON, se assumir um comportamento previsível de diafragma rígido e de se ter verificado, assim, que a estrutura regular apresenta rigidez torsional suficiente para ser classificada e analisada como um sistema de paredes dúcteis.

Consequentemente, este coeficiente foi utilizado na determinação dos esforços de cálculo empregados na verificação dos elementos verticais, apresentados no Quadro 4.20.

Quadro 4.20 – Verificação e dimensionamento dos elementos verticais do Modelo MON_REG

Elemento	Secção	V util.	N vs. M util.	Solução final
Pilares	0,30x0,70	58,5%	78,0%	
Pa1	0,30x4,00	97,9%	30,9%	
Pa2	0,35x6,00	43,8%	65,0%	
Nu1_X	0,30x4,00	61,6%	46,7%	
Nu1_Y	0,30x4,00	87,4%	70,4%	
Nu2_X	0,30x4,00	70,6%	40,2%	
Nu2_Y	0,30x2,80	97,5%	71,2%	

4.4.2 Impacto da regularidade em planta

4.4.2.1 Relações de deformação no plano pelo critério do EC8

O estudo do comportamento diafragmático da estrutura regular em planta iniciou-se com a determinação das relações de deformação, pelo critério do EC8. O Quadro 4.21 e o Quadro 4.22 apresentam os valores máximos destas relações para cada piso, com indicação da respetiva diferença percentual absoluta face ao modelo da estrutura irregular em planta, para a direção X e Y, respetivamente.

Quadro 4.21 – Comparação das relações máximas de deformação segundo o critério do EC8, entre MON e MON_REG, para a direção X

Piso	MON (Planta em L irregular)	MON_REG (Regular em planta)	Diferença absoluta
1	8,5%	6,1%	-2,4%
2	3,7%	2,4%	-1,3%
3	2,3%	1,5%	-0,8%
4	1,9%	1,4%	-0,5%
5	1,9%	1,5%	-0,4%
6	1,8%	1,2%	-0,6%

Na direção X, a estrutura regular apresenta relações de deformação sistematicamente inferiores às da estrutura irregular em todos os pisos. Em altura, as diferenças atenuam-se progressivamente, o que é consistente com a diminuição da influência relativa da irregularidade geométrica nos pisos mais afastados da base, onde a torção da planta em L passa a dominar a resposta

Em termos de verificação da CDR, ambas as estruturas verificam o critério do EC8 em todos os pisos, sendo o Piso 1 o único em que a irregularidade em planta produz uma relação próxima do limiar normativo sem que este seja excedido.

Quadro 4.22 – Comparação das relações máximas de deformação segundo o critério do EC8, entre MON e MON_REG, para a direção Y

Piso	MON (Planta em L irregular)	MON_REG (Regular em planta)	Diferença absoluta
1	6,6%	5,3%	-1,3%
2	2,0%	2,5%	+0,5%
3	1,3%	2,2%	+0,9%
4	1,2%	2,1%	+0,9%
5	1,2%	1,9%	+0,7%
6	1,1%	1,7%	+0,6%

Para a direção Y, os resultados apresentam um padrão aparentemente contrário ao esperado, visto que a estrutura regular apresenta relações superiores às da irregular em todos os pisos, à exceção do Piso 1. Uma interpretação direta destes dados poderia sugerir que a regularidade em planta penaliza o comportamento diafragmático em Y, o que seria estruturalmente paradoxal. Esta aparente contradição resulta, porém, de uma limitação do critério de avaliação da CDR do EC8 quando aplicado a deslocamentos, extraídos do RSA, de estruturas com componente torsional significativa, como introduzido anteriormente.

A estrutura irregular em planta apresenta uma distribuição de rigidez em planta assimétrica que, em alguns pisos, reduz artificialmente os deslocamentos máximos na direção Y por efeito da componente torsional, que pode induzir uma componente de sinal contrário à da componente puramente translacional. Este fenómeno produz relações aparentemente mais favoráveis sem que o diafragma seja, efetivamente, mais rígido.

Esta questão é tanto mais relevante quanto maior for a altura do piso em análise, dado que os efeitos torsionais, em edifícios repetitivos em altura, se amplificam com o afastamento à base e afetam de forma crescente os deslocamentos máximos nos pisos superiores.

Neste contexto, o Piso 1 constitui o único resultado diretamente comparável entre as duas estruturas, por ser o menos afetado pela componente torsional e por ser o que contém um diafragma com maior flexibilidade no plano, fruto do maior nível de rigidez lateral dos elementos verticais resistentes na sua base.

4.4.2.2 Distribuição de deslocamentos no plano

Para a direção X, que corresponde à direção condicionante da análise, foi avaliada a distribuição de deslocamentos no plano do Piso 1 para ambas as estruturas. A Fig. 4.17 apresenta os mapas de deslocamentos em X para o Modelo MON e o Modelo MON_REG.

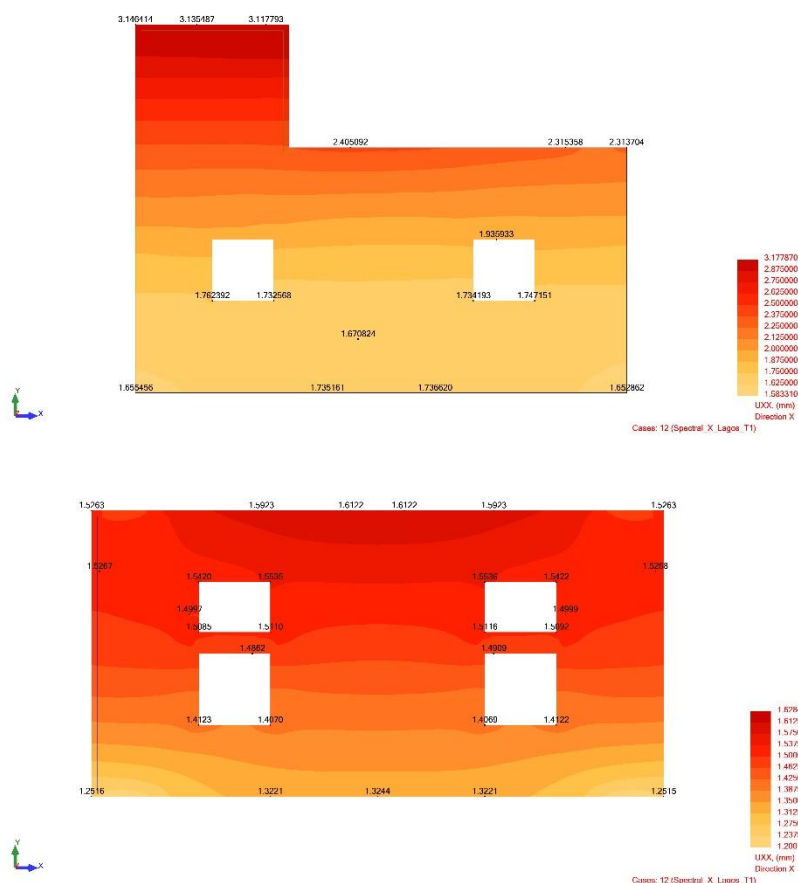


Fig. 4.17 – Mapa de deslocamentos na direção X, devido a E_{kx} : (a) Modelo MON; (b) Modelo MON_REG

Para quantificar os diferenciais de deslocamentos e caracterizar a heterogeneidade de cada diafragma, foram extraídos os valores mínimo e máximo em três zonas representativas do piso: extremidade esquerda, zona intermédia e extremidade direita, comparando os deslocamentos entre as fachadas frontal e traseira ao longo do eixo Y.

Os diferenciais resultantes, expressos em variação relativa percentual, estão sintetizados no Quadro 4.23.

Quadro 4.23 – Comparação entre diferenciais de deslocamentos de pontos característicos em X, nas extremidades do Piso 1

Zona	Modelos	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Diferencial (%)
Extremidade esquerda	MON	1,66	3,15	89,92%
	MON_REG	1,25	1,53	21,95%
Intermédia	MON	1,74	2,40	38,53%
	MON_REG	1,32	1,61	21,73%
Extremidade direita	MON	1,65	2,31	39,89%
	MON_REG	1,25	1,53	21,96%

Apesar de ambos os diafragmas serem considerados rígidos pelo EC8, os resultados evidenciam diferenças qualitativas e quantitativas significativas entre as duas geometrias.

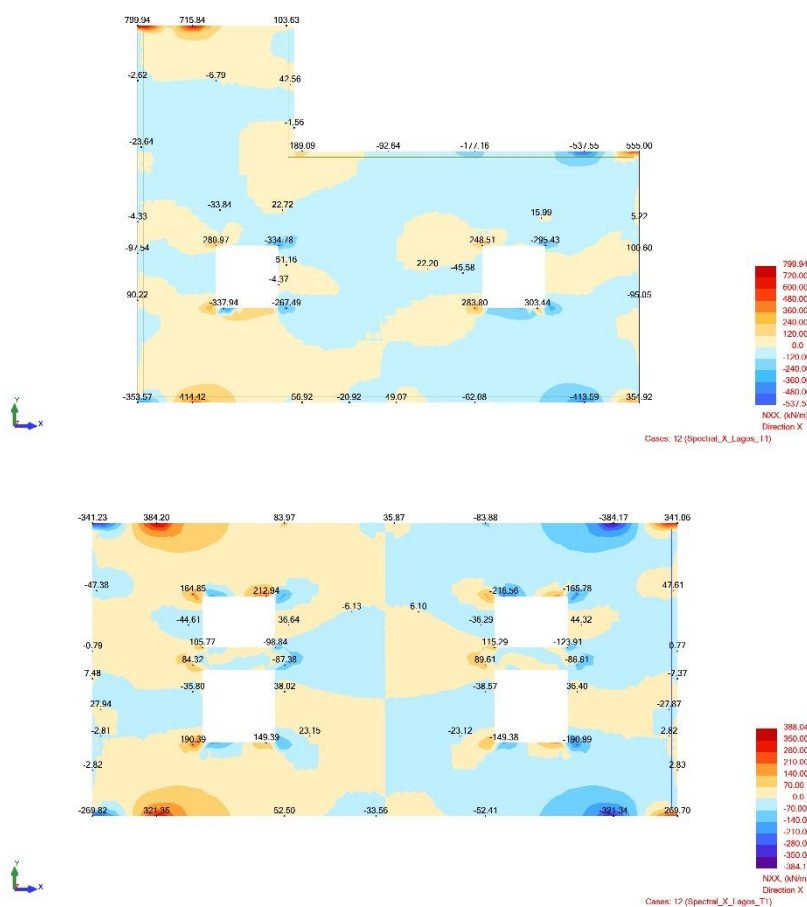
No Modelo MON_REG, os diferenciais são praticamente constantes nas três zonas analisadas. Esta uniformidade reflete o comportamento esperado de um diafragma geometricamente regular. Visto que a distribuição de rigidez no plano é homogênea ao longo do desenvolvimento longitudinal da planta, os deslocamentos transmitidos às paredes de fachada são lineares e previsíveis.

No Modelo MON, o diferencial na extremidade esquerda é, aproximadamente, quatro vezes superior ao registado no Modelo MON_REG. Esta concentração localizada resulta diretamente da presença da saliência em planta nessa zona, pois a descontinuidade geométrica consequente impõe uma perturbação do campo de deslocamentos que se traduz num gradiente muito elevado entre a fachada frontal e a traseira, precisamente na região onde a geometria se afasta do contorno convexo.

4.4.2.3 Distribuição de esforços de membrana

Com o objetivo de complementar a análise dos deslocamentos apresentada na secção anterior, avaliou-se a distribuição dos esforços de membrana em X (N_{XX}), por ser a direção condicionante, no plano do Piso 1 para ambas as geometrias.

A Fig. 4.18 apresenta os mapas de esforços correspondentes ao Modelo MON e ao Modelo MON_REG devido à ação sísmica segundo a direção X (E_{kx}).



No Modelo MON_REG, a distribuição de esforços apresenta-se relativamente uniforme e aproximadamente simétrica, com maiores concentrações junto aos cantos periféricos e às zonas adjacentes às aberturas, refletindo a redistribuição das forças de membrana.

Em contraste, o Modelo MON evidencia um campo de esforços mais heterogêneo, com maior intensidade na zona de descontinuidade do diafragma, onde se registam valores de compressão mais elevados. Esta concentração resulta da necessidade de compatibilizar deslocamentos distintos no plano, levando a esforços de membrana mais significativos.

Dada a relevância da zona de reentrância, foi ainda realizado um refinamento da malha para uma leitura mais detalhada da concentração de esforços, cujos resultados se apresentam na Fig. 4.19.

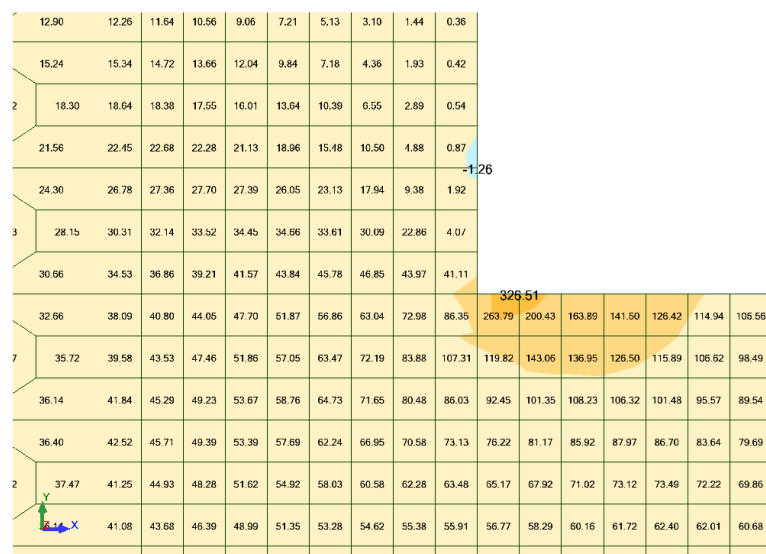


Fig. 4.19 – Detalhe dos esforços N_{xx} na zona de descontinuidade do Modelo MON, após refinamento da malha

Importa salientar que o esforço máximo de compressão apresentado na zona refinada, de 326,51 kN/m, é cerca de 73% superior ao resultado máximo na mesma zona antes do refinamento da malha, corroborando a elevada propensão à concentração de esforços muito localizados nesta região do diafragma.

5

ANÁLISE PARAMÉTRICA DE DIAFRAGMAS PARCIALMENTE PRÉ-FABRICADOS

5.1 MODELAÇÃO E VALIDAÇÃO DA ESTRUTURA PARCIALMENTE PRÉ-FABRICADA

Com o modelo monolítico de controlo devidamente validado, tanto a nível da integridade dos elementos verticais, como da CDR, tendo, também, sido estabelecidos e quantificados os efeitos que a torção e a irregularidade em planta impõem nesse modelo, procedeu-se, a partir do Modelo MON, à modelação da solução parcialmente pré-fabricada (Modelo PF), em conformidade com as práticas correntes da indústria.

Importa clarificar a opção de comparar parametrizações do Modelo PF, que inclui vigas de apoio, com o modelo monolítico de controlo, que não as contempla. Esta opção deve-se ao facto de a laje fungiforme ser uma solução monolítica muito comum em edifícios de habitação e escritórios em Portugal, ao passo que a introdução de vigas de apoio é uma imposição construtiva inerente a qualquer sistema de lajes pré-fabricadas unidireccionais, não uma opção de projeto.

Comparar as duas soluções tal como são tipicamente executadas na prática constitui, por isso, a abordagem tecnicamente mais relevante. Criar um modelo monolítico com vigas para efeitos de comparação equivaleria a comparar algo que se constrói com menos frequência com algo cuja conceção é regra, retirando valor prático às conclusões desenvolvidas ao longo da presente investigação. Não obstante, este capítulo conta com um estudo complementar que quantifica o efeito da presença das vigas, nestes modelos, face ao critério de classificação da CDR do EC8.

5.1.1 Soluções comerciais de lajes pré-fabricadas

Antes de qualquer ensaio, foram consultados catálogos técnicos de diferentes fabricantes de lajes pré-fabricadas, com o objetivo de identificar soluções de lajes alveolares e lajes Minos que verificassem os Estados Limites Último e de Utilização, nomeadamente a limitação de deformação. Esta limitação foi fixada no valor de $\delta < L/600$, para o vão máximo de $L = 6$ m e para as cargas verticais consideradas, em coerência com o limite adotado por fabricantes.

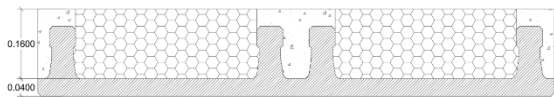
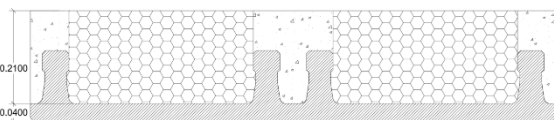
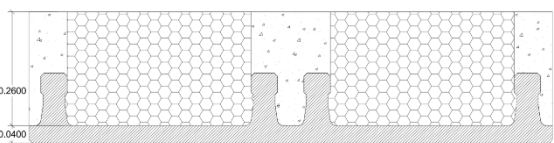
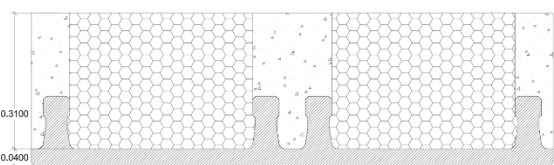
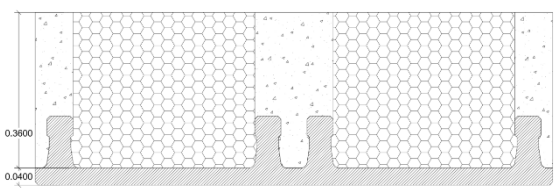
As soluções identificadas que mantêm a integridade estrutural nos dois Estados Limites considerados estão listadas, de forma detalhada, no anexo A.3, com indicação da designação comercial adaptada, espessuras relevantes, peso próprio total (PP_{total}), peso próprio do painel (PP_{painel}) ou do painel em conjunto com o betão complementar (BC) ($PP_{painel+BC}$), sem lâmina de compressão (LC), e flecha máxima (δ_{max}) segundo os catálogos dos fabricantes.

No Quadro 5.1 e no Quadro 5.2 estão sintetizados os tipos de painéis existentes, sem LC.

Quadro 5.1 – Peso próprio e secções representativas dos painéis de lajes alveolares

Designação	PP_{painel} (kN/m ²)	Secção transversal do painel
P150	2,25	
P200	3,39	
P250	3,60	
P300	3,95	
P400	4,47	

Quadro 5.2 – Peso próprio e secções representativas dos painéis de lajes Minos

Designação	PP _{painel+BC.} (kN/m ²)	Secção transversal do painel
M160	2,39	
M210	2,74	
M260	3,10	
M310	3,46	
M360	3,82	

A gama de valores de pesos próprios de painéis apresentada não serviu como variável da análise paramétrica nos ensaios de comportamento diafragmático, pois, como se demonstrará na secção seguinte, o peso próprio do painel não tem qualquer influência na relação de deformação do diafragma.

O levantamento foi aqui apresentado como referência da realidade comercial disponível e serve para, nas secções seguintes, alocar uma determinada solução pré-fabricada aos modelos em estudo.

5.1.2 Conceção estrutural e modelação do Modelo PF

A introdução de lajes pré-fabricadas implicou a adoção de vigas de apoio (30x60 cm), inexistentes no Modelo MON, cuja secção foi verificada para o caso mais desfavorável, correspondente à viga mais esforçada pelo painel de maior peso próprio (P400: 4,47 kN/m²) com uma LC de 120 mm (solução P400/520).

A Fig. 5.1 representa a conceção final do Modelo PF, com indicação das secções dos EF de barra (pilares e vigas) e da direcção de distribuição de cargas dos elementos de casca simulando a LC com as propriedades ortotrópicas dos painéis pré-fabricados.

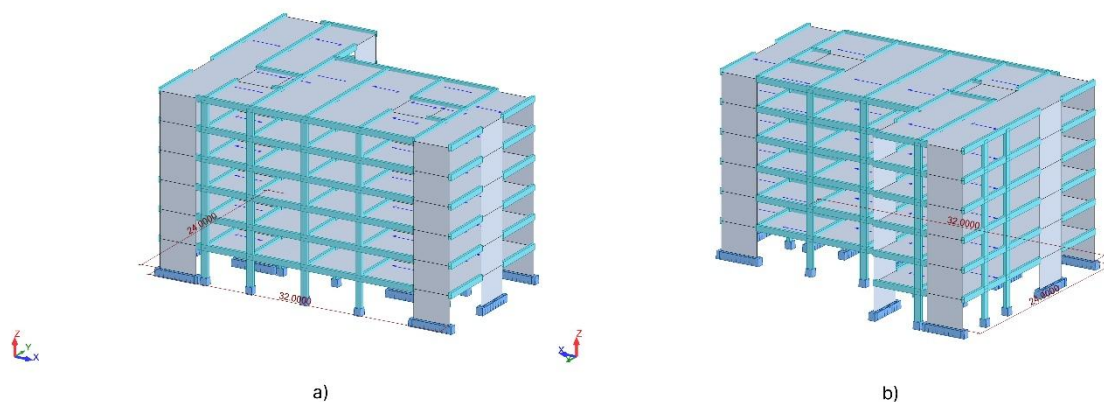


Fig. 5.1 – Modelo PF: (a) vista frontal; (b) vista traseira

5.2 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DIAFRAGMÁTICO DO MODELO PF

A presente secção centra-se na análise paramétrica de diferentes variantes do Modelo PF e da comparação do seu comportamento diafragmático com o do Modelo MON, considerando, em todos os casos, as respetivas versões dos modelos primários com o objetivo de majorar a flexibilidade no plano dos pisos.

As variantes do Modelo PF resultam da alteração da espessura da LC entre 40 e 120 mm, com incrementos de 10 mm, intervalo que abrange os valores correntemente adotados na prática de projeto, em conformidade com condicionantes normativas e construtivas.

Neste contexto, pretendeu-se quantificar a influência da espessura da LC no desempenho diafragmático da estrutura na situação de projeto sísmica de Lagos, para a direção mais gravosa, correspondente à direção X, e quantificar o desvio em relação ao comportamento da estrutura de controlo.

Previamente à análise principal, foram desenvolvidas análises complementares, baseadas exclusivamente no critério de limitação de deformação do EC8, com o objetivo de avaliar a influência da presença de vigas e do peso próprio dos painéis pré-fabricados neste critério. Estas análises permitiram quantificar o contributo das vigas para a rigidez no plano, possibilitando uma interpretação contextualizada dos resultados da análise principal, e confirmar que o peso próprio dos painéis exerce uma influência nula quando a CDR é avaliada através deste critério normativo.

5.2.1 Análises complementares da influência das vigas e do peso próprio

A primeira análise complementar teve como objetivo quantificar a influência das vigas nas relações de deformação. Para tal, foi considerado um Modelo PF com uma espessura de LC hipotética de 260 mm (Modelo PF_LC26), equivalente à espessura da laje maciça do modelo de controlo, comparando-se variantes com e sem vigas, bem como com e sem rigidez axial e à flexão (D , $K_{vigas} = 0$ e D , $K_{vigas} \neq 0$).

O Quadro 5.3 apresenta os resultados obtidos para a caracterização do efeito das vigas na avaliação da CDR.

Quadro 5.3 – Influência da presença e da rigidez das vigas nas relações de deformação em X

Modelo	Max % UX
Modelo MON	8,5%
Modelo MON com vigas de ($D, K_{vigas} = 0$)	7,2%
Modelo PF_LC26 ($D, K_{vigas} \neq 0$)	6,9%
Modelo PF_LC26 ($D, K_{vigas} = 0$)	6,9%
PF_LC26 sem vigas	10,1%

Os resultados mostram que nos Modelos PF, a presença das vigas reduz a relação máxima de deformação em cerca de 3%, sendo a sua rigidez axial e de flexão irrelevantes para o comportamento no plano, pelo menos nos modelos primários estudados. Nos Modelos MON, a redução observada foi mais limitada, na ordem de 1,3%.

Estes resultados confirmam o papel das vigas como elementos cuja presença contribui para uma distribuição dos deslocamentos no plano mais próxima da condição rígida.

A segunda análise complementar teve como objetivo demonstrar a influência nula do peso próprio do painel pré-fabricado na relação de deformação entre a rigidez real e infinita. Os ensaios realizados, também para o caso hipotético do Modelo PF_LC26, para um valor nulo e para um valor de 4,47 kN/m² (P400) de pesos próprios considerada, produziram os resultados apresentados no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Influência do peso próprio nas relações de deformação e nos deslocamentos absolutos do Modelo PF_LC26

Peso próprio do painel (kN/m ²)	Max % UX	Max % UY	Max UX (mm)	Max UY (mm)
0,00	7,0%	6,1%	3,44	2,88
4,47	6,9%	6,2%	4,61	3,84

Os diferentes valores de pesos próprios aplicados produziram relações de deformação idênticas, variando apenas a amplitude absoluta dos deslocamentos. Este resultado é matematicamente esperado, visto que na análise espectral linear os deslocamentos escalam proporcionalmente com a massa modal em ambos os modelos (real e rígido), pelo que a razão entre os dois é independente da massa excitada e depende exclusivamente da rigidez do diafragma no plano.

5.2.2 Análise paramétrica do Modelo PF

Procedeu-se à análise paramétrica dos Modelos PF_LC4 a PF_LC12, utilizando um peso próprio dos painéis de $3,39 \text{ kN/m}^2$, correspondente a uma laje alveolar P200.

5.2.2.1 Relações de deformação no plano pelo critério do EC8

Com o objetivo de auxiliar a interpretação comparativa dos resultados da análise, estes dados foram organizados em quadrantes, de acordo com a verificação simultânea ou parcial de dois critérios do EC8: espessura mínima da LC e limite de deformação de 10%.

As categorias têm o seguinte significado:

- Categoria A: Verifica os dois critérios em simultâneo – o piso é classificado como um diafragma pelo EC8 e esse diafragma é rígido;
- Categoria B: Verifica apenas o critério da espessura mínima da LC – o piso é classificado como um diafragma pelo EC8, mas o seu comportamento no plano é flexível;
- Categoria C: Verifica apenas o critério do limite de deformação no plano – o piso não é classificado como diafragma pelo EC8, porém, sendo que a sua deformação no plano é compatível com a CDR, é, assim, classificado como rígido;
- Categoria D: Não verifica nenhum critério – o piso não é classificado como diafragma pelo EC8 e o seu comportamento no plano é flexível.

Importa realçar que o critério determinante para a classificação de um piso como diafragma rígido ou flexível, pelo EC8, é o limite de deformação no plano de 10%, por ser o único parâmetro que estabelece explicitamente o limiar entre ambos os comportamentos no EC8.

A presente investigação considera o critério da espessura mínima de 70 mm à luz das cláusulas 5.10(1) e 5.10(2) do EC8, que estabelecem esse valor para pisos de lajes maciças e parcialmente pré-fabricados caso sejam tratados numericamente como diafragmas monolíticos através da LC no modelo estrutural, que é o caso.

Contudo, considerando o que foi referido na Secção 3.4.2, em relação à cláusula 5.11.3.5 do EC8, caso se verifique uma relação de deformação no plano inferior a 10 % para uma espessura da LC inferior a 40 mm, ou seja, se o diafragma pertencer à Categoria C, a espessura da LC teria de ser aumentada para 70 mm, transitando, obrigatoriamente, para a Categoria A.

A Fig. 5.2 representa o gráfico que sintetiza as relações máximas em X dos modelos analisados, cada um integrado na categoria correspondente. Ainda conta com a integração dos resultados referentes ao Modelo MON, com e sem vigas, representando graficamente a influência destes elementos no parâmetro avaliado.

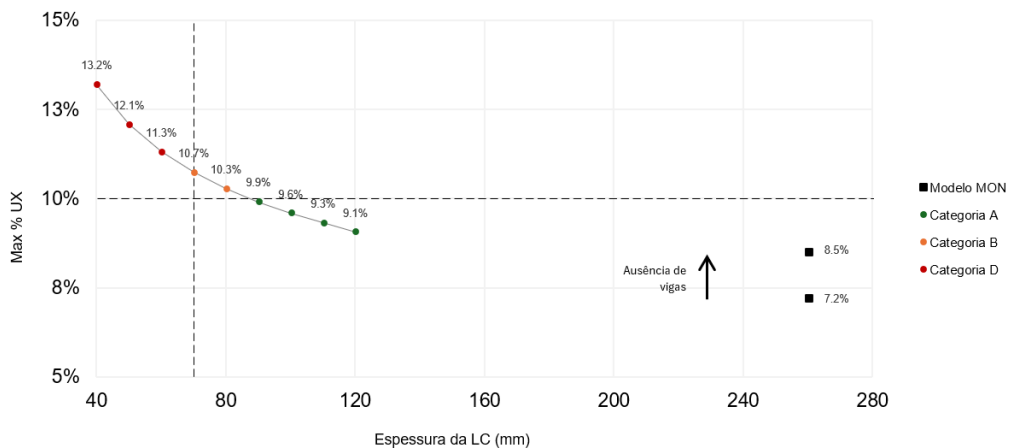


Fig. 5.2 – Variação da relação máxima de deformação em X em função da espessura da LC

Da análise destes resultados ressaltam dois aspetos importantes. O primeiro é a natureza hiperbólica da relação entre a espessura da LC e a relação de deformação no plano, que sugere que o ganho de rigidez no plano ou a aproximação ao comportamento infinitamente rígido por aumento de espessura da LC não são parâmetros diretamente proporcionais.

O Quadro 5.5 apresenta os desvios do comportamento diafragmático em relação ao modelo de controlo (Modelo MON).

Quadro 5.5 – Valores das relações máximas de deformação e dos desvios face ao controlo

Modelo	Espessura da LC (mm)	Max % UX	Categoria	Diferença absoluta face ao Modelo MON
PF_LC4	40	13,2%	D	+4,69%
PF_LC5	50	12,1%	D	+3,57%
PF_LC6	60	11,3%	D	+2,80%
PF_LC7	70	10,7%	B	+2,23%
PF_LC8	80	10,3%	B	+1,78%
PF_LC9	90	9,9%	A	+1,41%
PF_LC10	100	9,6%	A	+1,09%
PF_LC11	110	9,3%	A	+0,81%
PF_LC12	120	9,1%	A	+0,56%

O facto de o modelo PF_LC12, com uma LC equivalente a cerca de 46% da espessura da laje maciça do modelo de controlo, apresentar um desvio de apenas +0,56% evidencia que a LC de 120 mm de espessura associada às vigas reproduz, praticamente, para o parâmetro analisado, o comportamento diafragmático do Modelo MON.

Para melhor compreender o impacto da espessura da LC no padrão de deformação no plano, foram extraídos os mapas de deslocamentos em X e os campos de pontos em incumprimento da CDR, para os modelos PF_LC4, PF_LC7 e PF_LC9, correspondendo, respetivamente, a modelos nos limiares das categorias D, B e A, representados, respetivamente, da Fig. 5.3 à Fig. 5.5.

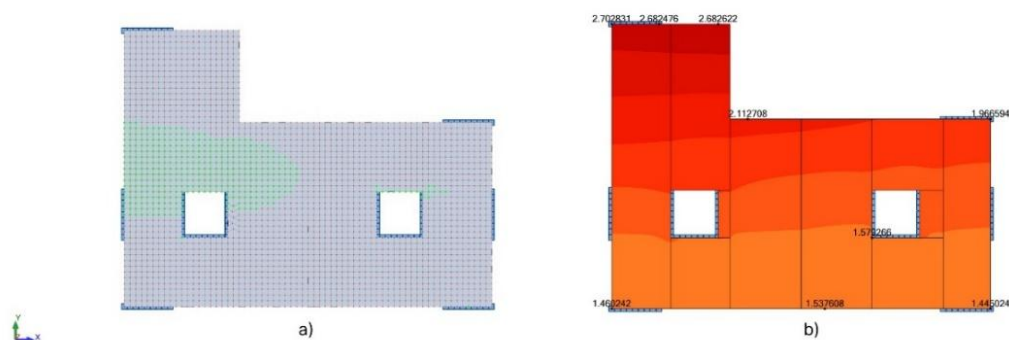


Fig. 5.3 – Modelo PF_LC4: (a) campo de pontos em incumprimento da CDR (a verde); (b) mapa de deslocamentos em X devido a $E_k x$

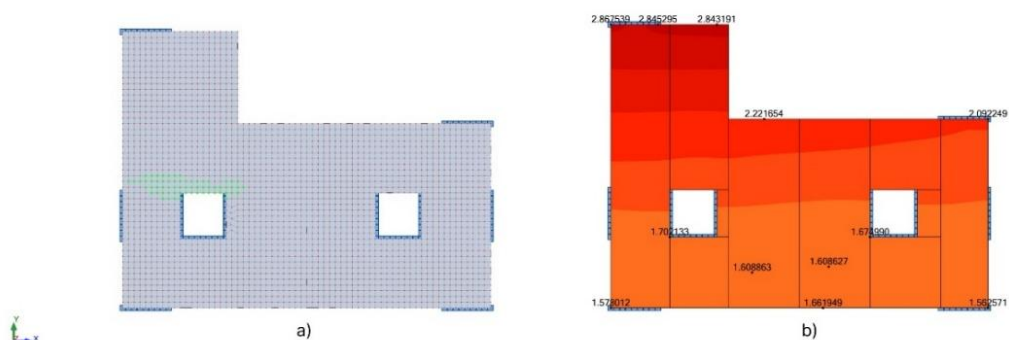


Fig. 5.4 – Modelo PF_LC7: (a) campo de pontos em incumprimento da CDR (a verde); (b) mapa de deslocamentos em X devido a $E_k x$

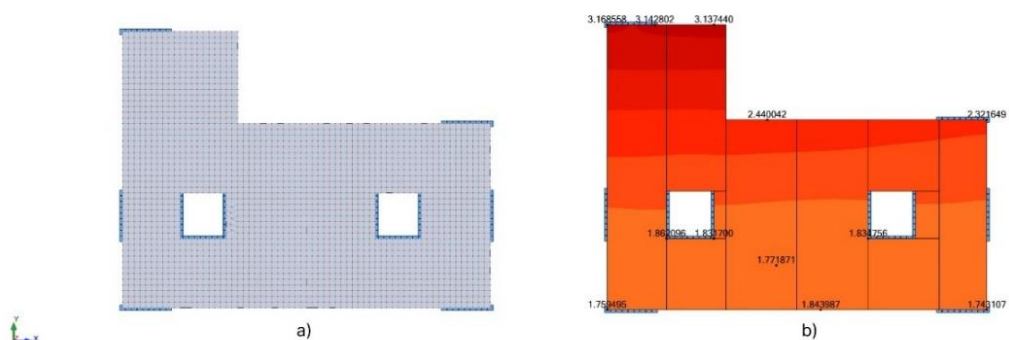


Fig. 5.5 – Modelo PF_LC9: (a) campo de pontos do diafragma (todos em cumprimento da CDR); (b) mapa de deslocamentos em X devido a $E_k x$

5.2.2.2 Distribuição de deslocamentos no plano

Procedeu-se à análise comparativa das distribuições de deslocamentos dos modelos PF_LC4, PF_LC12 e MON, com o objetivo de identificar as principais diferenças entre soluções com espessuras extremas de LC e de avaliar o grau de aproximação do comportamento do modelo PF_LC12 ao do Modelo MON, ao nível da heterogeneidade de distribuição de deslocamentos no plano.

A Fig. 5.6 representa a primeira análise comparativa, relativa aos Modelos PF_LC4 e LC12.

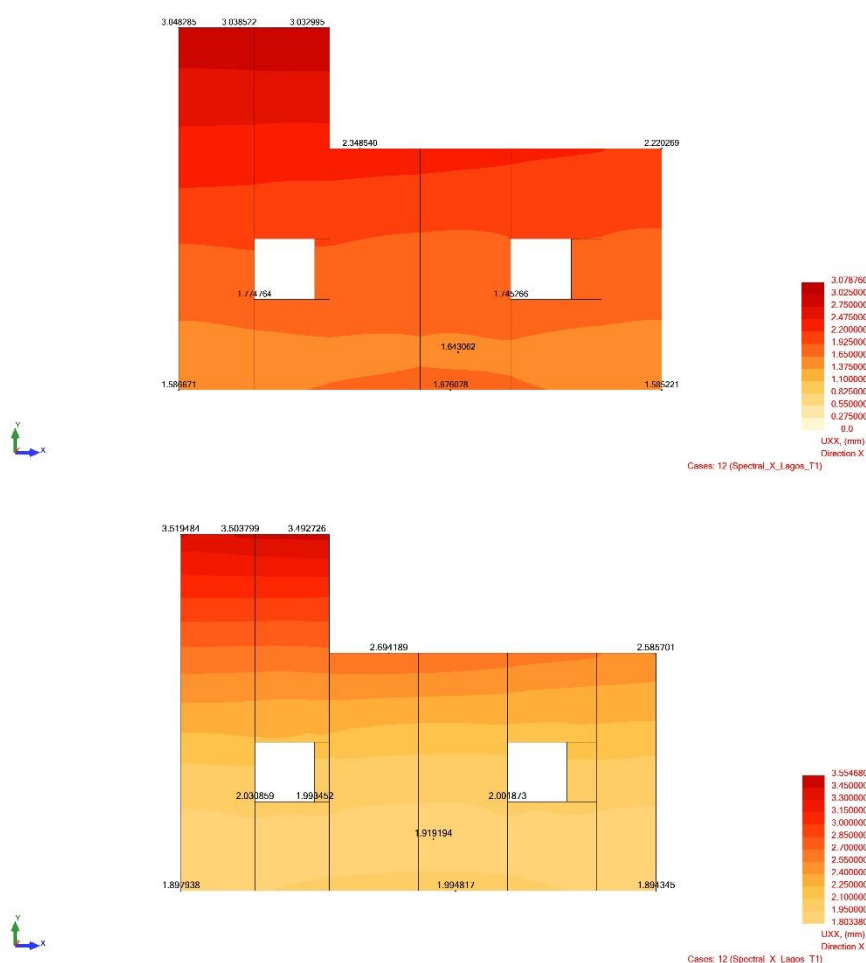


Fig. 5.6 – Mapa de deslocamentos na direção X, devido a $E_k x$: (a) Modelo PF_LC4; (b) Modelo PF_LC12

Para quantificar os diferenciais de deslocamento e caracterizar a heterogeneidade de cada diafragma, da mesma forma que na Secção 4.4.2.2, foram extraídos os valores mínimo e máximo em três zonas representativas do piso: extremidade esquerda, zona intermédia e extremidade direita, comparando os deslocamentos entre as fachadas frontal e traseira ao longo do eixo Y.

Os diferenciais resultantes, expressos em variação relativa percentual, estão sintetizados no Quadro 5.6.

Quadro 5.6 – Comparação entre diferenciais de deslocamentos em X nas extremidades do Piso 1, para os Modelos PF_LC4 e PF_LC12

Zona	Modelos	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Diferencial (%)
Extremidade esquerda	PF_LC4	1,59	3,05	92,12%
	PF_LC12	1,90	3,52	85,44%
Intermédia	PF_LC4	1,68	2,35	40,12%
	PF_LC12	1,99	2,69	35,06%
Extremidade direita	PF_LC4	1,59	2,22	40,06%
	PF_LC12	1,89	2,59	36,50%

Em ambos os modelos, a extremidade esquerda apresenta os maiores diferenciais de deslocamento, devido à influência da saliência em planta. A diferença entre esta zona e a zona intermédia é muito semelhante nos dois casos, com 50% no Modelo PF_LC12 e 52% no PF_LC4, indicando que o aumento da espessura da LC não reduz de forma significativa a concentração de deslocamentos provocada pela irregularidade geométrica no Piso 1.

Para a segunda análise comparativa, a Fig. 5.7 representa os mapas de deslocamentos referentes ao Modelo PF_LC12 e MON.

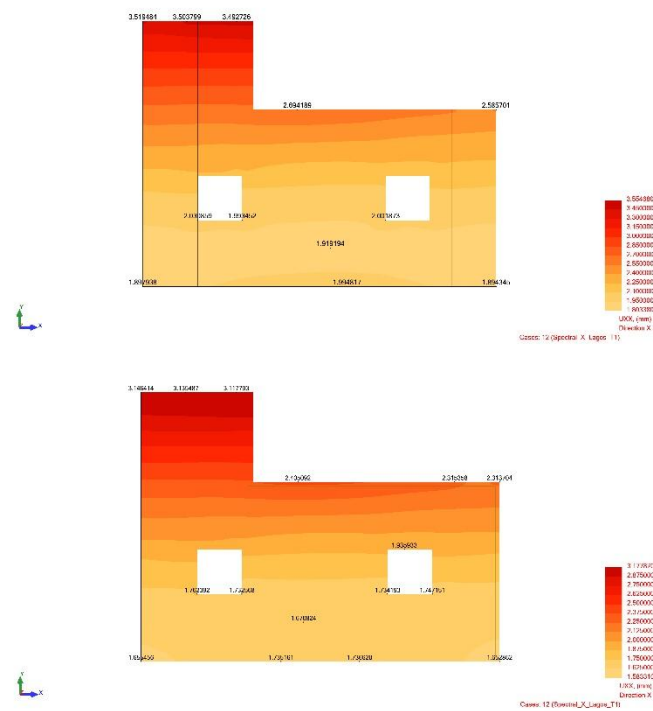


Fig. 5.7 – Mapa de deslocamentos na direção X, devido a Ekx: (a) Modelo PF_LC12; (b) Modelo MON

À semelhança do realizado para o par de modelos anterior, o Quadro 5.7 apresenta os valores de deslocamentos extremos, nas zonas seleccionadas, bem como dos respectivos diferenciais.

Quadro 5.7 – Comparação entre diferenciais de deslocamentos em X nas extremidades do Piso 1, para os Modelos PF_LC12 e MON

Zona	Modelos	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Diferencial (%)
Extremidade esquerda	PF_LC12	1,90	3,52	85,44%
	MON	1,66	3,15	89,92%
Intermédia	PF_LC12	1,99	2,69	35,06%
	MON	1,74	2,40	38,53%
Extremidade direita	PF_LC12	1,89	2,59	36,50%
	MON	1,65	2,31	39,89%

A comparação entre os Modelos PF_LC12 e MON mostra que os diferenciais de deslocamento são, em média, 3,78 pontos percentuais superiores na solução monolítica, apesar de esta apresentar uma rigidez no plano cerca de 2,2 vezes superior.

Este resultado evidencia, mais uma vez, o efeito estabilizador das vigas de apoio do Modelo PF_LC12, que contribuem para uma distribuição mais uniforme dos deslocamentos e para a redução dos diferenciais entre extremidades.

Assim, a introdução destes elementos poderá constituir uma estratégia eficaz para mitigar a flexibilidade local do diafragma em soluções pré-fabricadas, embora esta conclusão deva ser interpretada com prudência, uma vez que a análise incidiu apenas sobre o Piso 1 dos modelos teóricos em análise.

Relativamente aos deslocamentos absolutos, o Modelo PF_LC12 apresenta valores médios cerca de 0,28 mm superiores aos do Modelo MON, correspondendo a um acréscimo médio de cerca de 12%.

Embora esta diferença seja reduzida em termos absolutos, reflete-se no aumento dos valores dos *drifts* dos elementos verticais resistentes, que pode alterar a classificação do comportamento diafragmático pelos critérios baseados na relação entre a deformação diferencial no plano do diafragma e *drifts* dos elementos verticais, tornando esta diferença relevante para efeitos de comparação normativa.

5.2.2.3 Distribuição de esforços de membrana

Para os mesmos modelos analisados nas secções anteriores, foram avaliados os esforços de membrana em X (N_{XX}), com foco na comparação de pontos característicos nas fachadas frontal e traseira e na zona intermédia do diafragma.

Ao contrário da abordagem adotada na Secção 4.4.2.3, onde a irregularidade geométrica condicionava a comparação direta entre modelos, os modelos em análise partilham a mesma planta, tendo esta análise sido adaptada para uma comparação direta entre pontos característicos homólogos.

A Fig. 5.8 apresenta os mapas de esforços N_{XX} para a A.S. em X, para os Modelos PF_LC4 e PF_LC12.

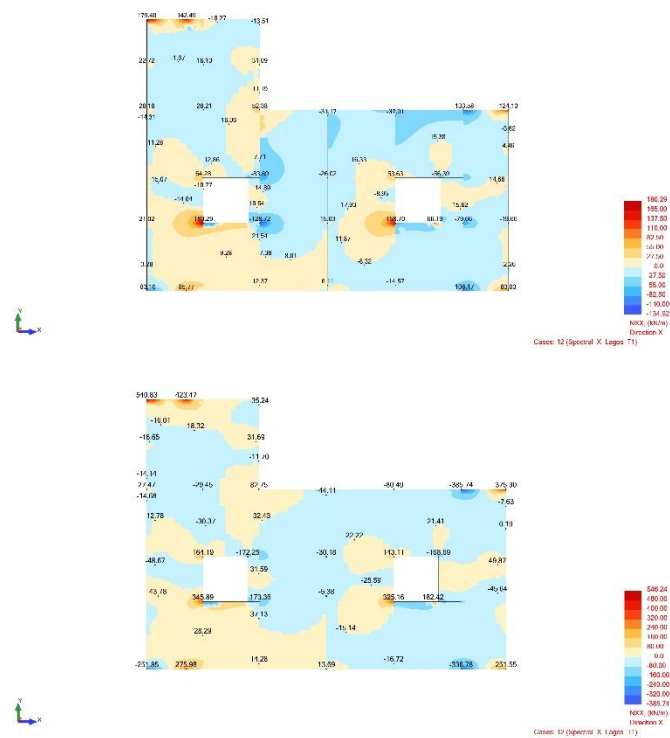


Fig. 5.8 – Mapa de esforços N_{XX} , devido a E_{kx} : (a) Modelo PF_LC4; (b) Modelo PF_LC12

O Quadro 5.8 quantifica os acréscimos dos valores dos esforços de tração e compressão em pontos característicos homólogos, identificados a partir dos máximos registados no modelo de menor espessura.

Quadro 5.8 – Comparação entre esforços N_{XX} de em pontos característicos homólogos, para o Piso 1 dos Modelos PF_LC4 e PF_LC12

Zona	PF_LC4 (kN/m)	PF_LC12 (kN/m)	Diferença relativa (%)
Extremidade frontal	-108,17	-336,78	+211,34%
Intermédia (máximo)	180,29	345,89	+91,85%
Extremidade traseira	179,40	540,83	+201,47%

Este padrão indica que o aumento de rigidez no plano redistribui os esforços preferencialmente para os elementos verticais das extremidades do diafragma, aliviando os elementos intermédios. Esta redistribuição tem implicações favoráveis para o dimensionamento, porque além de reduzir as concentrações de esforços nas zonas intermédias, torna o dimensionamento da armadura complementar da LC mais homogêneo, com maior exigência nas interfaces de ligação laje-parede nas extremidades do diafragma e menor necessidade de detalhamentos específicos nas zonas intermédias da planta.

O Quadro 5.9 apresenta os diferenciais entre extremidades de cada modelo, como indicador simplificado da amplitude de distribuição dos esforços de membrana.

Quadro 5.9 – Comparação entre diferenciais de distribuição de esforços N_{xx} , para E_kx , para o Piso 1 dos Modelos PF_LC4 e PF_LC12

Modelo	Frontal (kN/m)	Traseira (kN/m)	Diferencial (%)
PF_LC4	-108,17	179,40	265,85%
PF_LC12	-336,78	540,83	260,59%

Os diferenciais são muito próximos entre os dois modelos, com uma redução de apenas 5,26 pontos percentuais no Modelo PF_LC12 face ao PF_LC4. Este resultado é coerente com o observado na análise de deslocamentos da secção anterior.

Para a segunda análise, a Fig. 5.9 representa os mapas de esforços N_{xx} para os Modelos PF_LC12 e MON.

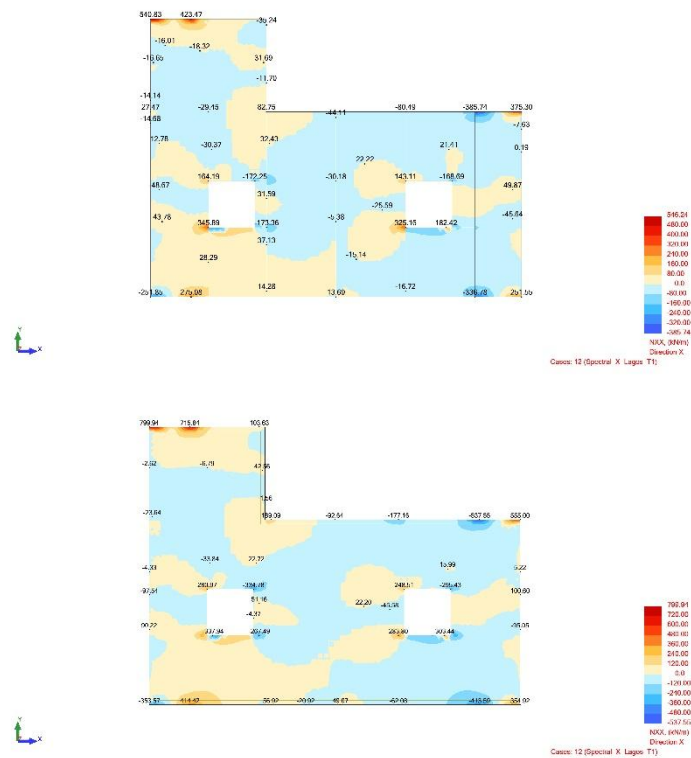


Fig. 5.9 – Mapa de esforços N_{xx} , devido a E_{kx} : (a) Modelo PF_LC12; (b) Modelo MON

No Modelo PF_LC12, é perceptível a influência das vigas de apoio, que, apesar do seu efeito uniformizador sobre os diferenciais de deslocamento, contribuem para concentrações de esforços localizadas nos seus alinhamentos, nomeadamente a meio do desenvolvimento longitudinal do diafragma.

O Quadro 5.10 quantifica as diferenças entre modelos em pontos homólogos.

Quadro 5.10 – Comparação entre esforços N_{xx} em pontos característicos homólogos, para o Piso 1 dos Modelos PF_LC12 e MON

Zona	PF_LC12 (kN/m)	MON (kN/m)	Diferença relativa (%)
Extremidade frontal	-336,78	-353,57	+4,99%
Intermédia (máximo)	345,89	182,15	-47,34%
Extremidade traseira	540,83	799,94	+47,91%

As paredes de fachada mantêm o padrão de esforços, mas as paredes intermédias são significativamente menos carregadas no Modelo MON face à magnitude dos esforços nas extremidades.

O Quadro 5.11 apresenta os diferenciais entre extremidades para esta análise.

Quadro 5.11 – Comparação entre diferenciais de distribuição de esforços N_{xx} , para E_kx , para o Piso 1 dos Modelos PF_LC12 e MON

Modelo	Frontal (kN/m)	Traseira (kN/m)	Diferencial (%)
PF_LC12	-336,78	540,83	260,59%
MON	-413,59	799,94	293,41%

No Modelo MON, a amplitude entre a extremidade da parede de fachada frontal mais tracionada e a extremidade da parede de fachada traseira mais comprimida é maior, o que resulta da redistribuição interna associada ao alívio dos esforços nas paredes dos núcleos, cujo mecanismo é possibilitado pela maior rigidez no plano da LM26 face à LC12. A síntese qualitativa desta segunda comparação está apresentada no Quadro 5.12.

Quadro 5.12 – Comparação qualitativa entre a homogeneidade de distribuição de esforços N_{xx} , para E_kx , para os Modelos PF_LC12 e MON

Critério	PF_LC12	MON
Uniformidade da distribuição de esforços	Semelhante	
Concentração de esforços elevados	Moderada	Reduzida
Diferencial frontal-traseira em X	Moderado	Elevado
Comportamento próximo de diafragma rígido pelo critério do EC8	Inferior	Superior

Os resultados confirmam que o Modelo MON apresenta um comportamento diafragmático globalmente superior, com distribuição de esforços mais uniforme e concentrações locais menos expressivas.

5.3 APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS NORMATIVOS INTERNACIONAIS

5.3.1 Enquadramento metodológico

Os critérios das normas internacionais, na sua formulação rigorosa, determinam a deformação do diafragma recorrendo ao *Equivalent Beam-on-Springs model*, introduzido na Secção 3.1.

Contudo, a aplicação deste método a certos diafragmas de planta irregular não está suficientemente documentada na literatura. Os estudos disponíveis que avaliam explicitamente diafragmas em L recorrem a modelos numéricos globais de EF, concluindo de forma consistente que a irregularidade geométrica amplifica os efeitos da flexibilidade do diafragma e que a hipótese de diafragma rígido pode não ser conservadora para estas geometrias [47], conclusão que se torna ainda mais pertinente com a análise realizada na Secção 4.4.

Para ambos os parâmetros introduzidos na Secção 3.4.1, utilizados para avaliar a flexibilidade dos diafragmas pelo MEF, existem considerações matemáticas e geométricas que têm de ser realizadas, dado o teor das abordagens das normas em estudo.

A abordagem do EC8, baseada em dois modelos paralelos, permite negligenciar, implicitamente, o efeito torsional da estrutura, pois compara apenas as amplitudes dos deslocamentos totais extraídos do programa de cálculo. As abordagens internacionais, por outro lado, são baseadas, apenas, em deslocamentos da rigidez real de nós do mesmo piso e essa análise torna-se sensível à torção.

5.3.2 Determinação dos deslocamentos de referência e remoção da componente torsional

A não distinção entre as componentes torsional e translacional dos deslocamentos extraídos do RSA pode conduzir a classificações incorretas da flexibilidade do diafragma, que alteram significativamente as propriedades dinâmicas da estrutura e amplifica a resposta modal, tornando indispensável distinguir a contribuição do diafragma da resposta global do sistema [48].

A componente torsional do deslocamento no plano obtido pelo RSA foi determinada através da equação (5.1), para cada direção.

$$U_{Torção,x,y} = \pm \theta_{z,EKx,y} \cdot (Y, X_i - Y, X_{CR}) [rad; mm] \quad (5.1)$$

Em que:

- $\theta_{z,E_{kx},y}$: Rotação em Z devido à ação sísmica em X (E_{kx}) e em Y (E_{ky}), respetivamente;
- Y, X_{CR} : Coordenadas Y e X do centro de rigidez do piso;
- Y, X_i : Coordenadas Y e X do nó em estudo.

Com a componente torsional determinada para cada nó, esta foi subtraída ao deslocamento total obtido no RSA, determinando o seu deslocamento puramente translacional ($U_{trans.}$) a utilizar na análise comparativa. Com esses valores, determinou-se a deformação lateral do diafragma, $\delta_{diafragma}$, a partir da amplitude dos deslocamentos translacionais corrigidos, obtendo, juntamente com os deslocamentos laterais das paredes (d_r) os parâmetros de comparação para cada critério normativo.

5.3.3 Validação do método de remoção da componente torsional

Para validar o método analítico de decomposição dos deslocamentos desenvolvido, foi criado um modelo simplificado do Piso 1 do Modelo MON, representado na Fig. 5.10, sujeito exclusivamente às forças equivalentes da ação sísmica nesse nível, distribuída uniformemente por metro quadrado de área do piso, para cada direção de análise de forma independente.

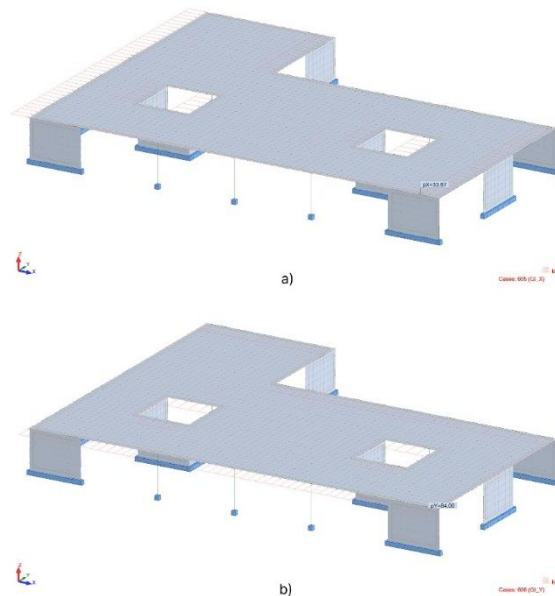


Fig. 5.10 – Modelo simplificado do Piso 1: (a) forças equivalentes em X; (b) forças equivalentes em Y

A análise de cada direção foi conduzida de forma isolada, sem consideração simultânea da direção ortogonal, com o objetivo de eliminar completamente os efeitos torsionais e obter uma deformada essencialmente translacional, característica que o modelo global original não permite garantir, como verificado anteriormente.

A Fig. 5.11 ilustra as deformadas translacionais, para cada direção, do modelo simplificado do Piso 1.

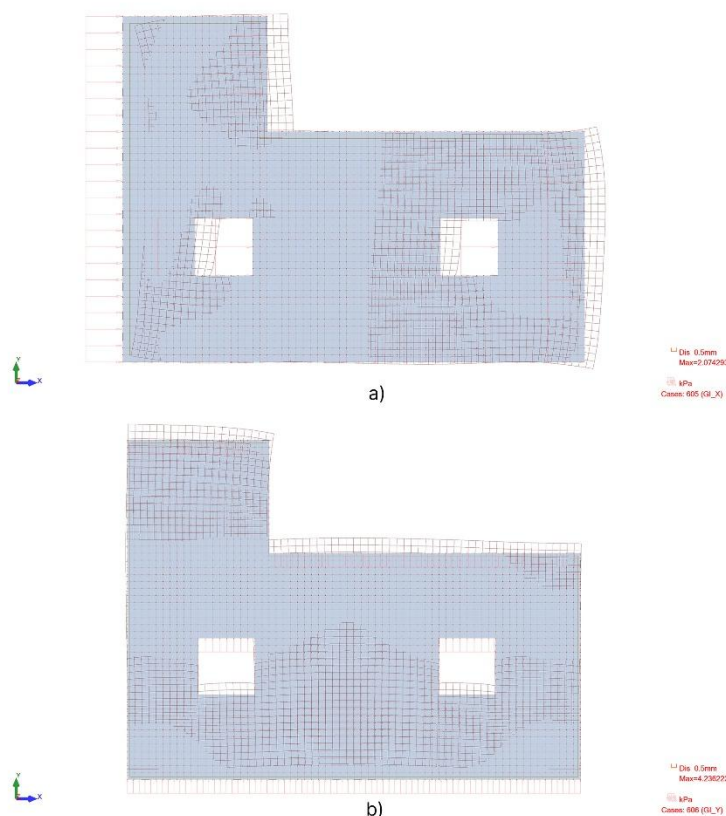


Fig. 5.11 – Deformadas translacionais do Piso 1: (a) na direção X; (b) na direção Y

A observação dos valores de deslocamentos translacionais obtidos através do método analítico revelou a existência de nós com valores incoerentes face às deformadas do piso obtidas na figura anterior. Estes valores têm origem no comportamento perfeitamente elástico e linear dos modelos criados, que amplifica a componente rotacional do piso em nós afastados do centro de rigidez, produzindo deslocamentos translacionais fisicamente inconsistentes.

Para a identificação e remoção automatizada destes nós, foi aplicado o método do intervalo interquartil (IQR), definido pelas equações (5.2) e (5.3), para os limites inferior (LI) e superior (LS), respetivamente, com um critério deliberadamente agressivo, fixando o fator IQR em 0,5 para ambas as direções.

$$LI = Q_1 - 0,5 \cdot (Q_3 - Q_1) \quad (5.2)$$

$$LS = Q_3 + 0,5 \cdot (Q_3 - Q_1) \quad (5.3)$$

Este carácter restritivo justifica-se pelo objetivo de garantir que os nós removidos correspondessem às zonas mais penalizadas pela torção, evitando que deslocamentos translacionais amplificados pelo carácter elástico dos materiais modelados contaminassem a análise comparativa.

Os nós identificados como *outliers* confirmaram corresponder às extremidades da estrutura e aos bordos dos vazios de laje, zonas cujo comportamento torsional é mais pronunciado, o que validou a coerência física do critério adotado e permitiu obter uma amostra de deslocamentos translacionais compatível com a deformada do modelo auxiliar.

No anexo A.4 estão representados (a verde) os nós *outliers* do Piso 1 para o Modelo PF_LC12.

Tendo validado o método de cálculo e refinamento dos deslocamentos translacionais dos Modelos MON e PF, procedeu-se à comparação dos diferentes critérios normativos de classificação da CDR para esses modelos.

5.3.4 Aplicação dos critérios normativos internacionais ao modelo pré-fabricado

O Quadro 5.13 e o Quadro 5.14 sintetizam, para as direções X e Y, respetivamente, os valores de $\delta_{diafragma}$ e de $d_{r,médio}$ determinados com os deslocamentos translacionais refinados, para o Modelo MON e variantes extremas do Modelo PF (PF_LC4 e PF_LC12).

Quadro 5.13 – Valores dos deslocamentos totais, translacionais e diferenciais no plano e verticais dos elementos resistentes, para a direção X

	$U_{x,max,total}$ (mm)	$U_{x,min,total}$ (mm)	$U_{x,max,trans.}$ (mm)	$U_{x,min,trans.}$ (mm)	$\delta_{diafragma,x}$ (mm)	$d_{r,médio,x}$ (mm)
MON	3,15	1,60	2,63	1,07	1,55	2,09
PF_LC4	3,05	1,51	2,59	1,05	1,54	1,78
PF_LC12	3,52	1,82	3,02	1,17	1,85	2,16

Quadro 5.14 – Valores dos deslocamentos totais, translacionais e diferenciais no plano e verticais dos elementos resistentes, para a direção Y

	$U_{y,max,total}$ (mm)	$U_{y,min,total}$ (mm)	$U_{y,max,trans.}$ (mm)	$U_{y,min,trans.}$ (mm)	$\delta_{diafragma,y}$ (mm)	$d_{r,médio,y}$ (mm)
MON	2,63	2,32	3,05	1,85	1,20	2,53
PF_LC4	2,62	2,21	2,87	1,85	1,02	2,22
PF_LC12	3,00	2,60	3,39	2,15	1,24	2,76

O Quadro 5.15 e o Quadro 5.16 apresentam a classificação normativa resultante da aplicação dos critérios de cada norma aos valores calculados, para os mesmos modelos.

Quadro 5.15 – Síntese das diferentes verificações normativas da CDR, para a direção X

	EC8 e <i>draft</i> EC8	NTC-DS	ASCE 41-13	NZS 3101:2
MON	Rígido	Flexível	Semirrígido	Rígido
PF_LC4	Flexível	Flexível	Semirrígido	Rígido
PF_LC12	Rígido	Flexível	Semirrígido	Rígido

Para a direção X, que corresponde à mais gravosa, ressaltam dois aspetos principais. Em primeiro lugar, o Modelo MON é classificado como rígido pelas versões do EC8 e pela NZS 3101:2, mas como flexível pela NTC-DS e como semirrígido pela ASCE 41-13, revelando uma divergência normativa imediata para uma estrutura que o critério europeu trata como referência de rigidez no plano.

Devido ao fenómeno observado nos diferenciais de deslocamentos entre os Modelos PF na Secção 5.2.2.2, todos esses foram classificados da mesma forma para todas as normas, porque o aumento da espessura da LC, aumentando a rigidez e o peso próprio a cada modelo, aumenta de forma linear as amplitudes dos deslocamentos, resultando em classificações iguais.

Quadro 5.16 – Síntese das diferentes verificações normativas da CDR, para a direção Y

	EC8 e <i>draft</i> EC8	NTC-DS	ASCE 41-13	NZS 3101:2
MON	Rígido	Rígido	Rígido	Rígido
PF_LC4	Rígido	Rígido	Rígido	Rígido
PF_LC12	Rígido	Rígido	Rígido	Rígido

Para a direção Y, todos os modelos foram classificados como rígidos, comprovando que, para este tipo de abordagens, a rigidez no plano derivada da espessura do diafragma maciço ou da LC acaba por não tecer diferenças nos parâmetros efetivamente avaliados.

Estes dependem dos valores absolutos e da geometria do próprio diafragma. Por essa razão, normas como a NTC-DS formulam condições altamente conservativas com classificações de flexibilidade associadas aos critérios de regularidade em planta.

5.4 CONSIDERAÇÃO DA RIGIDEZ DOS PAINÉIS NOS DIAFRAGMAS

5.4.1 Estratégia de modelação e enquadramento

Na presente secção, procedeu-se à definição do limite superior de resultados das relações de deformação pelo critério do EC8, dos pisos parcialmente pré-fabricados, considerando a contribuição de rigidez no plano dos próprios painéis na rigidez da LC que os representa nos modelos em análise.

Assim, às propriedades da LC maciça foram adicionadas as matrizes de rigidez de membrana (D) e de corte transversal (H) dos painéis unidireccionais. A matriz de rigidez à flexão (K) foi desconsiderada, em coerência com a restante abordagem da presente investigação, que assenta no estudo de modelos primários, sem contribuição de rigidez à flexão das lajes e dos restantes elementos secundários.

As matrizes de rigidez determinadas posteriormente nesta secção possuem o formato representado na Fig. 5.12.

$$D = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & 0 \\ D_{21} & D_{22} & 0 \\ 0 & 0 & D_{33} \end{bmatrix}$$

$$H = \begin{bmatrix} H_{11} & 0 \\ 0 & H_{22} \end{bmatrix}$$

Fig. 5.12 – Matrizes constitutivas de rigidez de membrana (D) e de rigidez ao corte transversal (H) para uma laje ortotrópica

Os resultados foram comparados com os obtidos para o Modelo PF que considera apenas a rigidez da LC (Modelo PF_LC). No que respeita às propriedades dos materiais, as matrizes de rigidez dos painéis pré-fabricados foram determinadas considerando um betão de classe C40/50 ($E = 35 \text{ GPa}$; $\nu = 0,2$), enquanto a LC manteve a classe C30/37.

5.4.2 Determinação das matrizes de rigidez

De forma a compatibilizar os dados inseridos manualmente com o modo de cálculo do RSA, as matrizes de rigidez foram determinadas com base nas características geométricas obtidas a partir de desenhos em CAD das secções transversais elaborados pelo autor a partir de informação dos fornecedores.

Como validação desse procedimento, calcularam-se as matrizes de rigidez de membrana e de corte de uma laje alveolar representativa, recorrendo às equações de (5.4) a (5.9), e compararam-se os valores obtidos com os determinados automaticamente pelo RSA para o mesmo tipo de painel.

$$D_{11} = \frac{E \cdot A}{(1 - \nu^2) \cdot l} [kN/m] \quad (5.4)$$

$$D_{12} = \frac{\nu \cdot E \cdot (h_1 + h_2)}{(1 - \nu^2)} [kN/m] \quad (5.5)$$

$$D_{22} = \frac{E \cdot (h_1 + h_2)}{(1 - \nu^2)} [kN/m] \quad (5.6)$$

$$D_{33} = G \cdot (h_1 + h_2) [kN/m] \quad (5.7)$$

$$H_{11} = \frac{5}{6} \cdot \frac{G \cdot A}{l} [kN/m] \quad (5.8)$$

$$H_{22} = \frac{5}{6} \cdot G \cdot (h_1 + h_2) [kN/m] \quad (5.9)$$

Em que:

- E : Módulo de Elasticidade;
- A : Área de betão da secção transversal do painel pré-fabricado;
- ν : Coeficiente de Poisson;
- l : Largura do painel (igual a 1,2 m);
- h_1 e h_2 : Espessura da placa maciça superior e inferior, respetivamente (geralmente iguais, exceto na laje Minos, onde $h_1 = 0$);
- G : Módulo de distorção ($G = E/(2 \cdot (1 + \nu))$).

A proximidade dos resultados verificada nas tabelas da Fig. 5.14, para uma laje alveolar P150, representada na Fig. 5.13, confirmou a validade do método e da implementação das equações, permitindo avançar para o cálculo das lajes Minos.

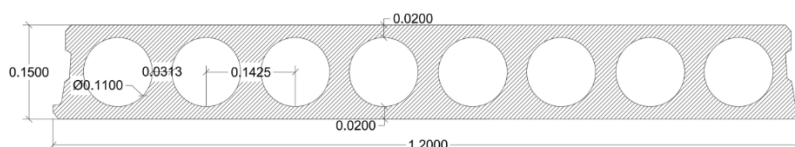


Fig. 5.13 – Secção transversal do painel de laje alveolar P150

	Matriz de rigidez de membrana, D [kN/m]			Matriz de rigidez ao corte, H [kN/m]	
RSA	3016697	291667	0	1148364	0
		1458333	0	0	486111
			583333		
Equações (6.5) a (6.10)	2986545	291667	0	995515	0
		1458333	0	0	486111
			583333		
Diferença (%)	1.00%	0.00%	0.00%	13.31%	0.00%
		0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
			0.00%		

Fig. 5.14 – Comparação dos termos das matrizes de rigidez de membrana e ao corte para um painel de laje alveolar P150

Note-se que, o termo H_{11} apresentou uma diferença de 13,13% em relação ao valor do RSA, o que pode ser explicado pela menor área, A , considerada, que se deve à maior exatidão da medição em AutoCAD face ao método do RSA.

Com base nas equações anteriores, foi criado o algoritmo de cálculo de matrizes de rigidez para lajes alveolares e Minos presente no anexo A.5.

Note-se que se optou por não se incluir o betão complementar no cálculo das matrizes da laje Minos, porque os desenhos do fabricante não contemplam armadura nas nervuras que surgem do betão *in situ*, adotando uma abordagem conservadora que considera apenas a rigidez adicional do painel propriamente dito.

Esta simplificação resulta numa matriz de rigidez idêntica para todas as variantes de laje Minos, uma vez que a única diferença entre cada uma é a altura do aligeiramento em XPS, mantendo-se a espessura total do painel em 16 cm, cuja secção transversal está representada na Fig. 5.15.

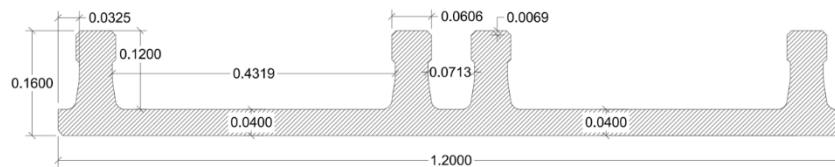


Fig. 5.15 – Secção transversal cotada do painel de laje Minos considerado na análise

No Quadro 5.17 e no Quadro 5.18 estão representadas as matrizes de rigidez de membrana e ao corte, respetivamente, para a laje alveolar P150 e para o painel genérico de 16 cm de espessura da laje Minos.

Quadro 5.17 – Matrizes de rigidez de membrana, D, das lajes pré-fabricadas sem LC

Tipo de laje pré-fabricada	Matriz de rigidez de membrana [kN/m]
Laje alveolar (P150)	$\begin{bmatrix} 2986545 & 291667 & 0 \\ 291667 & 1458333 & 0 \\ 0 & 0 & 583333 \end{bmatrix}$
Pré-laje Minos	$\begin{bmatrix} 2286788 & 291667 & 0 \\ 291667 & 1458333 & 0 \\ 0 & 0 & 583333 \end{bmatrix}$

Quadro 5.18 – Matrizes de rigidez ao corte, H, das lajes pré-fabricadas sem LC

Tipo de laje pré-fabricada	Matriz de rigidez ao corte [kN/m]
Laje alveolar (P150)	$\begin{bmatrix} 995515 & 0 \\ 0 & 486111 \end{bmatrix}$
Pré-laje Minos	$\begin{bmatrix} 762263 & 0 \\ 0 & 486111 \end{bmatrix}$

As matrizes dos dois tipos de painéis são muito semelhantes entre si devido às espessuras das placas maciças que são contabilizadas na resistência correspondente à direção perpendicular à ortotrópica, apenas diferindo nos termos “11”, devido à diferença entre as áreas das secções transversais.

5.4.3 Simplificações e comparação de tipologias

A análise comparativa foi estruturada em torno de dois modelos de referência selecionados por critérios de espessura e peso próprio semelhantes, cujas matrizes de rigidez foram já determinadas anteriormente: a laje alveolar P150, com espessura total de 15 cm e peso próprio do painel de 2,25 kN/m² e a laje Minos M160, com espessura total de 16 cm e peso próprio do painel de 2,40 kN/m².

A diferença de peso próprio entre as duas tipologias é de apenas $0,15 \text{ kN/m}^2$, pelo que esse parâmetro foi uniformizado em $2,25 \text{ kN/m}^2$ para todos os modelos. Esta é uma simplificação justificada e aceitável, tanto pela sua magnitude reduzida como pela demonstração, já apresentada na Secção 5.2.1, de que o peso próprio não tem qualquer impacto na verificação da CDR pelo critério do EC8.

Como os painéis são unidireccionais com direcção principal X, a adição das matrizes de rigidez apenas afeta os deslocamentos UX no plano. Os deslocamentos UY foram verificados como inalterados face ao modelo PF_LC e mantidos iguais para todos os modelos, permitindo que a análise se foque, exclusivamente, no comportamento diafragmático em X no Piso 1.

Para cada espessura de LC estudada foram criados três modelos:

- PF_LC: apenas com a rigidez da LC (referência);
- PF_ALV+LC: LC com matrizes do painel alveolar P150;
- PF_MIN+LC: LC com matrizes do painel Minos M160.

5.4.4 Relações de deformação no plano pelo critério do EC8

A análise foi iniciada com o modelo PF_LC4, por representar a LC de menor espessura e, consequentemente, o cenário onde o ganho de rigidez relativo dos painéis é máximo.

A adição das matrizes do painel alveolar P150 traduziu-se, em média, num aumento de rigidez de membrana de 2,3 vezes e ao corte de 2,6 vezes face à LC isolada. Para a laje Minos, os incrementos foram de 2,2 e 2,3 vezes, respetivamente.

No Quadro 5.19 e no Quadro 5.20 estão representadas as matrizes de rigidez do conjunto do sistema de piso e no Quadro 5.21 encontram-se descritos os ganhos de rigidez face às condições iniciais do modelo sem a presença da rigidez adicional.

Quadro 5.19 – Matrizes de rigidez de membrana, D, das lajes pré-fabricadas com LC de 4 cm

Tipo de laje pré-fabricada	Matriz de rigidez de membrana [kN/m]
Laje alveolar (P150)	$\begin{bmatrix} 4350745 & 537223 & 0 \\ 537223 & 2822533 & 0 \\ 0 & 0 & 1142655 \end{bmatrix}$
Laje Minos	$\begin{bmatrix} 3650988 & 537223 & 0 \\ 537223 & 2822533 & 0 \\ 0 & 0 & 1142655 \end{bmatrix}$

Quadro 5.20 – Matrizes de rigidez ao corte, H, das lajes pré-fabricadas com LC de 4 cm

Tipo de laje pré-fabricada	Matriz de rigidez ao corte [kN/m]
Laje alveolar (P150)	$\begin{bmatrix} 1461617 & 0 \\ 0 & 952213 \end{bmatrix}$
Laje Minos	$\begin{bmatrix} 1228365 & 0 \\ 0 & 952213 \end{bmatrix}$

Quadro 5.21 – Ganhos de rigidez de membrana e corte face ao modelo PF_LC4, para as tipologias alveolar e Minos

Matriz de rigidez	Laje Alveolar (P150)	Laje Minos (M160)
Membrana, D	x2,3	x2,2
Corte, H	x2,6	x2,3

O procedimento foi repetido para o modelo PF_LC12, cujos resultados estão representados no anexo A.6, onde os ganhos de rigidez estão representados no Quadro 5.22.

Quadro 5.22 – Ganhos de rigidez de membrana e corte face ao modelo PF_LC12, para as tipologias alveolar e Minos

Matriz de rigidez	Laje Alveolar (P150)	Laje Minos (M160)
Membrana, D	x1,4	x1,4
Corte, H	x1,5	x1,4

No Quadro 5.23 estão sintetizados os resultados para ambas as espessuras de LC.

Quadro 5.23 – Relações de deformação diafragmática para os modelos PF_LC4 e PF_LC12, com e sem contribuição dos painéis

h_{LC} (mm)	PF_LC	PF_ALV+LC (P150)	PF_MIN+LC (M160)
40	12,8%	9,3%	9,5%
120	8,9%	7,7%	7,9%

A consideração da rigidez no plano dos painéis pré-fabricados influencia de forma significativa a verificação da CDR, sobretudo quando a espessura da LC se aproxima do valor mínimo. Para a espessura de 40 mm, a incorporação das matrizes de rigidez adicionais é determinante. Sem ela, a estrutura situa-se na Categoria D, mas com ela transita para a Categoria C.

Importa sublinhar que a modelação assume continuidade total entre os painéis e a lâmina de compressão, que constitui uma opção não conservativa no que respeita à interface entre o betão complementar e o betão pré-fabricado, cujo impacto na distribuição de esforços pelos elementos verticais requer avaliação em trabalhos futuros.

6

CASO DE ESTUDO: VALIDAÇÃO METODOLÓGICA NUM PROJETO REAL

6.1 DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO E ENQUADRAMENTO SÍSMICO REGIONAL

6.1.1 Identificação e localização do edifício

O edifício em estudo corresponde a um edifício de utilização habitacional coletiva, destinado ao alojamento de estudantes, inserido numa zona urbana consolidada, situada na cidade de Lisboa.

O edifício é constituído por sete pisos, incluindo uma cave (Piso -1), o piso térreo (Piso 0) e seis pisos elevados (Pisos 1 a 6), perfazendo um total de seis pisos acima do nível do solo. Na cave situa-se o parque de estacionamento, o Piso 0 conta com uma ala de 14 quartos e os Pisos 1 a 6 são dedicados a quartos e cozinhas.

6.1.2 Descrição geral da estrutura

Os sistemas estruturais adotados consideraram diversas condicionantes devidamente contabilizadas no âmbito do projeto de estruturas, que assegurou o bom desempenho face às ações verticais, horizontais (vento, sismo e impulsos de terras) e deformações impostas devido aos efeitos de retração e de variações de temperatura.

O edifício foi construído totalmente em betão armado, garantindo a regularidade em altura que assegura a transferência direta das ações verticais às fundações. No que toca à esbelteza em planta (λ), esta ultrapassa o limite de relação entre o comprimento maior e o menor em planta ($\lambda = L_{max}/L_{min}$), de 4, visto que $L_{max} = 99$ m e $L_{min} = 13$ m, resultando em $\lambda = 7,6$, logo, a estrutura é irregular em planta.

Os elementos horizontais do piso foram executados em lajes maciças fungiformes, atuando como diafragmas. As espessuras adotadas em cada piso estão representadas no Quadro 6.1.

Quadro 6.1 – Espessuras das lajes fungiformes maciças por piso

Piso	Espessura (cm)
-1	25
0	22 e 25
1 a 6	22

Os elementos verticais utilizados foram pilares, paredes e núcleos. Como sistema estrutural vertical resistente às ações horizontais, foram concebidas paredes de fachada e núcleos de caixas de escadas e elevadores em betão armado, com espessuras de 30 e 45 cm.

6.1.3 Modelos de cálculo

A modelação estrutural original, foi realizada recorrendo ao *software* RSA, no qual foi desenvolvido um modelo tridimensional da estrutura completa. Na análise foram considerados os efeitos de retração, de acordo com o modelo MC90, e os efeitos de fluência, mediante a adoção de um coeficiente global de fluência igual a 2,0. Foram igualmente contabilizadas as imperfeições geométricas previstas no EC2.

Para a análise da presente secção, a partir do modelo original foram criados os seguintes modelos:

- Modelo monolítico (Modelo CS_MON), igual ao modelo original, representativo das condições reais do caso de estudo;
- Modelo com lajes parcialmente pré-fabricadas (Modelo CS_PF), desenvolvido para simular o comportamento deste tipo de conceção, ao qual foram adicionadas vigas de suporte dos painéis ortotrópicos.

6.1.4 Enquadramento sísmico regional e ações consideradas

No contexto da análise sísmica, os valores de momentos de inércia dos elementos estruturais foram reduzidos para 50% do seu valor característico, em conformidade com o disposto no EC8. Os núcleos e as paredes de fachada foram classificados como elementos sísmicos primários, sendo-lhes imputada a totalidade da resistência e da rigidez lateral. Relativamente à análise modal, os seus resultados estão representados no anexo A.7.

A ação sísmica foi definida de acordo com o EC8 e o respetivo Anexo Nacional, segundo o qual foi determinado que o sistema estrutural se trata de um sistema torsionalmente flexível. O edifício está localizado na zona sísmica 1.3 para A.S. Tipo 1 e na zona sísmica 2.3 para A.S. Tipo 2, assente num terreno do Tipo A. Porém, para este caso de estudo, foi analisado para a zona de Lagos e para um terreno Tipo C. O coeficiente de comportamento do sistema estrutural foi classificado pela classe de ductilidade DCM, tendo sido adotado um valor de 2,0.

As cargas permanentes incluem o peso próprio dos elementos estruturais, considerando um peso volúmico do betão armado de 25 kN/m^3 , e as restantes cargas permanentes (RCP), com valores diferenciados por zona funcional e as sobrecargas de acordo com a categoria de ocupação de cada espaço, como representado no Quadro 6.2.

Quadro 6.2 – Valores adotados para as diferentes sobrecargas segundo o Eurocódigo 0

Utilização	RCP (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Estacionamento	1,00	2,50	0,7	0,7	0,6
Zonas Comuns		5,00	0,7	0,7	0,6
Piso 0 (Habitação)	5,00				
		2,00	0,6	0,6	0,3
Pisos Superiores	4,00				
Cobertura	5,00	2,00	0,6	0,6	0,3
Coberturas Não Acessíveis	-	1,00	0,0	0,0	0,0
Praça	14,00	-	-	-	-

6.2 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DIAFRAGMÁTICO DO MODELO CS_MON

A análise iniciou-se com a avaliação das relações de deformação diafragmática em todos os pisos do Modelo CS_MON, representado na Fig. 6.1, extraindo os deslocamentos totais com rigidez real e com rigidez infinita e calculando a relação entre ambos para cada piso e cada direção.

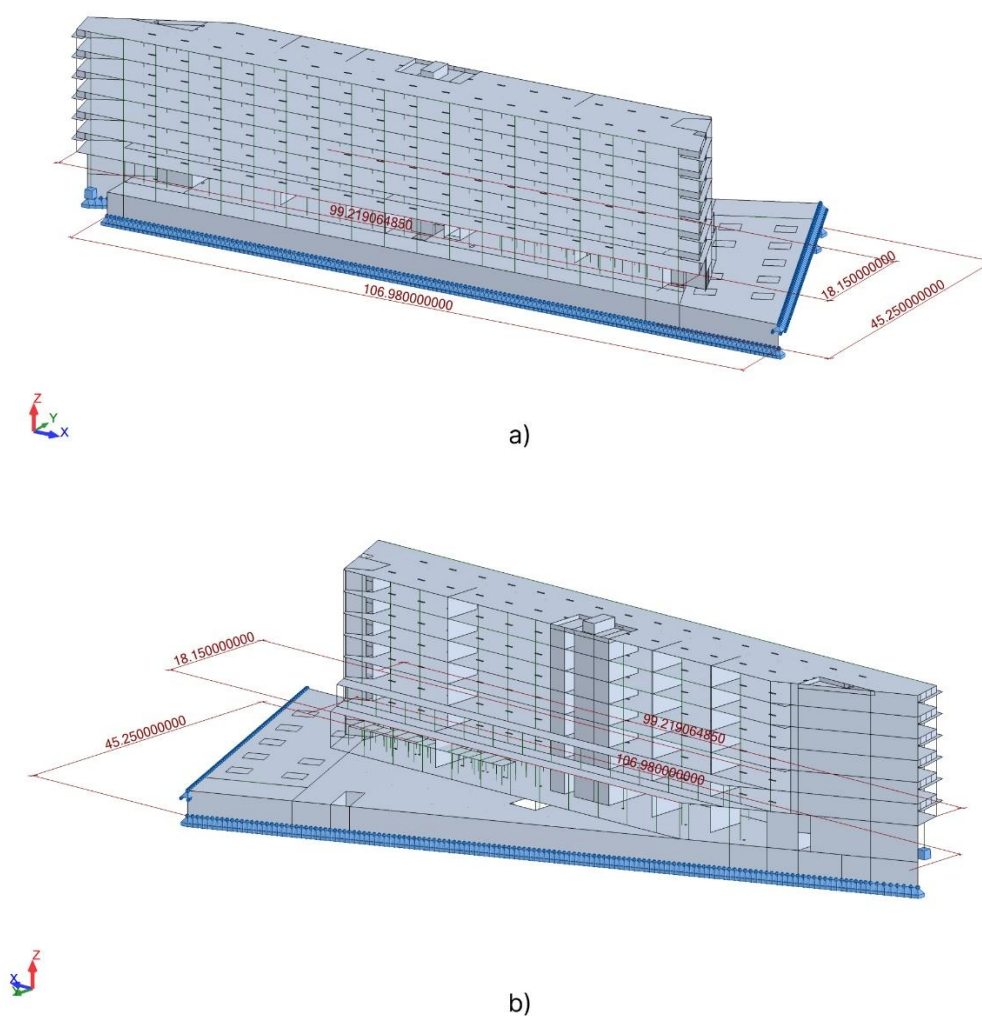


Fig. 6.1 – Modelo de cálculo CS_MON: (a) vista frontal; (b) vista traseira

Os resultados das relações de deformação segundo o critério do EC8 estão apresentados no Quadro 6.3.

Quadro 6.3 – Relações de deformação segundo o critério do EC8, para cada piso do Modelo CS_MON

Piso	Max % UX	Max % UY	Espessura do diafragma (cm)
0	26,5%	29,9%	22 e 25
1	25,5%	20,8%	22
2	23,0%	18,2%	22
3	24,5%	17,5%	22
4	26,1%	17,4%	22
5	27,7%	17,6%	22
6	30,1%	18,0%	22

O padrão de evolução das relações de deformação em altura, cujas curvas para cada direção, estão representadas no gráfico da Fig. 6.2, é notoriamente distinto da evolução observada nos modelos teóricos. Nesses, o Piso 1 foi identificado como o mais condicionante em ambas as direções, em resultado da influência da rigidez lateral na base dos elementos de contraventamento, que reduz a rigidez no plano relativa do diafragma nesse nível.

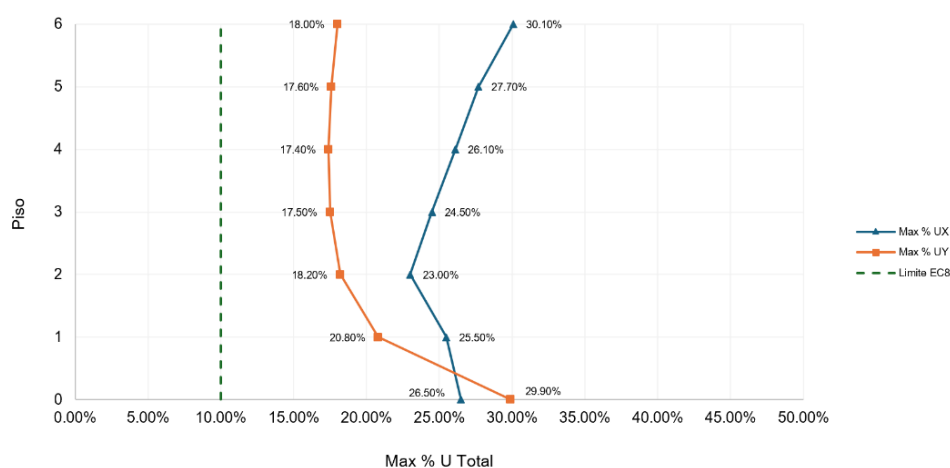


Fig. 6.2 – Representação gráfica das relações de deformação segundo o critério do EC8, para cada piso do Modelo CS_MON

Já da presente análise ressaltam os seguintes pisos condicionantes: o Piso 6 na direção X, com uma relação máxima de 30,1%, e o Piso 0 na direção Y, com 29,9%. Estes valores ultrapassam largamente o limiar de 10% do EC8 e situam-se muito acima das relações obtidas nos modelos teóricos, pelo que se procedeu a uma análise detalhada das deformadas dos pisos e dos respetivos nós que se encontram em incumprimento do critério do EC8.

Na Fig. 6.3 estão representadas as deformadas dos pisos acima mencionados, exemplificando essa análise.

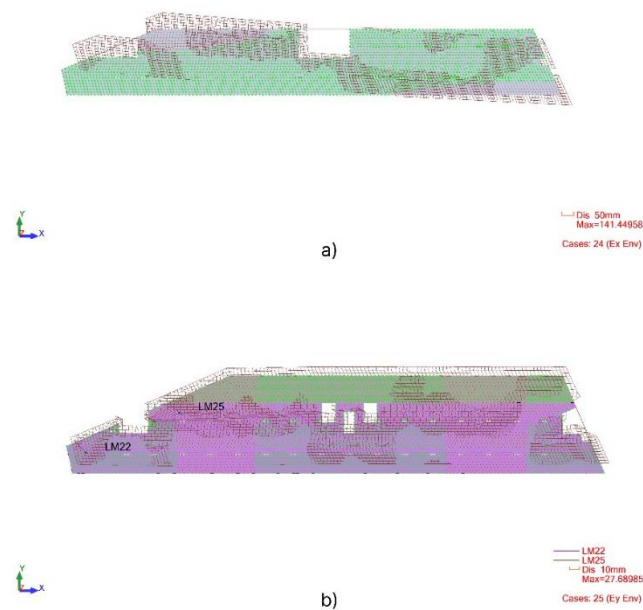


Fig. 6.3 – Deformadas, com indicação (a verde) dos nós que não verificam a CDR pelo critério do EC8: (a) Piso 6 para E_{kx} ; (b) Piso 0 para E_{ky}

Na direção X, verificou-se em todos os pisos uma forte influência da componente torsional, visto que zonas afastadas do CR e situadas em extremidades opostas verificaram a CDR, sugerindo o mesmo efeito observado na Secção 4.4.2.1, de efeitos minorativos e majorativos da componente torsional, dependendo da posição do nó no diafragma.

No Piso 0, uma distribuição semelhante dos nós em incumprimento foi observada, sugerindo que mesmo os pisos inferiores, teoricamente menos afetados pela torção, em plantas com uma esbelteza elevada, são igualmente afetados e desenvolvem deformadas semelhantes aos pisos superiores.

6.3 MODELAÇÃO E ANÁLISE DO MODELO CS_PF

O Modelo CS_PF foi obtido a partir do Modelo CS_MON, representado na Fig. 6.4, com a introdução de vigas de apoio 30x60 cm e a alteração das propriedades dos diafragmas para refletir a distribuição unidirecional de esforços dos painéis na direção X, em conformidade com a estratégia de modelação descrita na Secção 4.2.2.

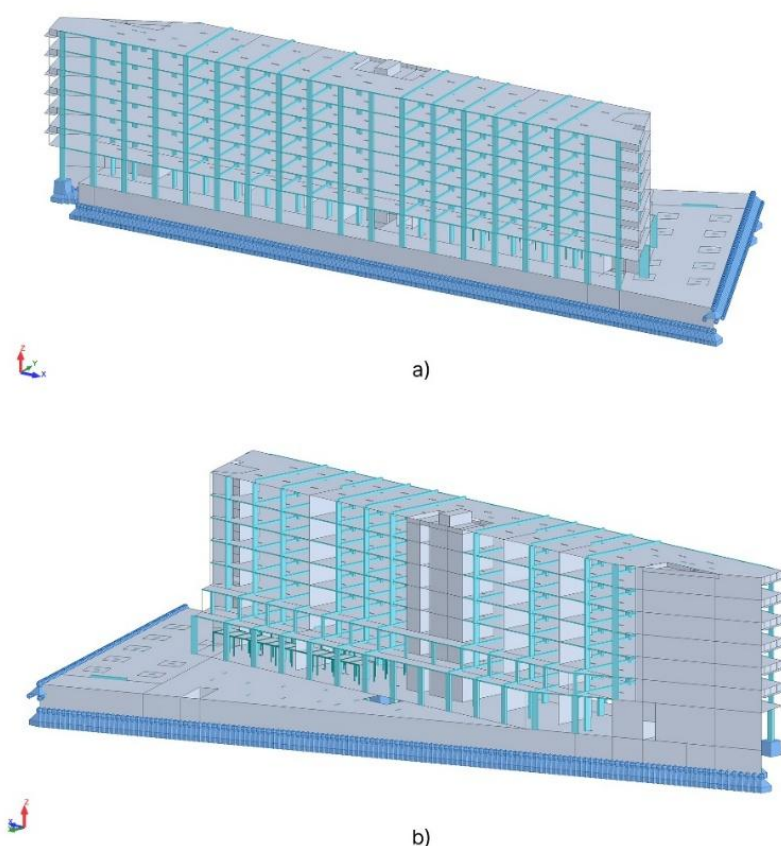


Fig. 6.4 – Modelo de cálculo CS_PF, com representação da secção cheia dos pórticos: (a) vista frontal; (b) vista traseira

A definição da solução de piso pré-fabricada assentou em dois critérios. O primeiro foi a correspondência aproximada entre a espessura total da solução pré-fabricada (LC + painel) e a das lajes maciças fungiformes do Modelo CS_MON, de forma a manter a comparação entre modelos tão direta quanto possível. O segundo foi a adequação ao vão máximo do caso de estudo, de 5,20 m, e às cargas verticais utilizadas neste projeto.

Estas novas condições permitiram considerar mais soluções de lajes alveolares, designadamente, soluções superiores à P150/200, como comprovado pelos diagramas de esforços e deformadas do anexo A.8.

Assim, a solução adotada foi a P150/220, com uma LC de 70 mm e painel alveolar P150 (15 cm de espessura), representado na Fig. 6.5, cujo peso próprio do painel é de $2,25 \text{ kN/m}^2$, resultando num peso próprio total de aproximadamente $4,27 \text{ kN/m}^2$ por piso, cerca de $1,23 \text{ kN/m}^2$ inferior ao da solução monolítica. Este valor inclui o peso adicional de $0,27 \text{ kN/m}^2$, correspondente à contribuição das vigas de apoio (comprimento total de 125 m por piso de 2084 m^2) distribuída pela área de cada piso.

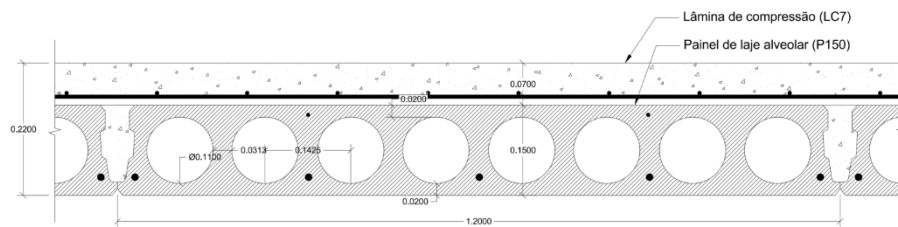


Fig. 6.5 – Secção transversal da solução P150/220, com armadura representativa, utilizada no Modelo CS_PF_LC7

Importa referir que as extremidades dos diafragmas e as varandas dos Pisos 0 e 1 foram mantidas como lajes maciças com a espessura original.

Nessas zonas, os desalinhamentos entre pilares inviabilizaram a introdução de vigas ortogonais devidamente conectadas aos elementos verticais adjacentes sem comprometer a distribuição de esforços verticais e a coerência da malha de diafragma.

O Modelo CS_PF_LC7 resultante, representado na Fig. 6.6, corresponde, assim, a uma configuração mista, maioritariamente representada pela LC nos pisos, com zonas maciças nas extremidades e nas lajes especiais dos pisos inferiores.

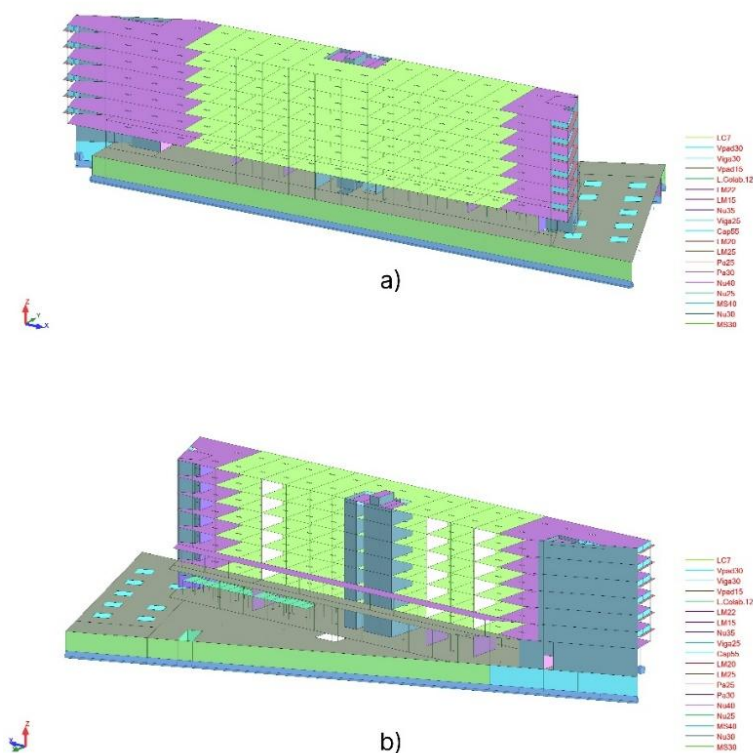


Fig. 6.6 – Modelo de cálculo CS PF LC7: (a) vista frontal; (b) vista traseira

Decorrente dos resultados da análise modal desta estrutura, representados no anexo A.9, foram alterados os modos de vibração principais para cada direção de ação sísmica. Na direção X, o modo principal foi o Modo 1, com um período de vibração de 0,76 s e na direção Y foi o Modo 2, com um período de 0,51 s.

6.3.1 Relações de deformação no plano pelo critério do EC8

Importa recordar que a modelação do Modelo CS_PF_LC7, à semelhança do que foi adotado ao longo da dissertação, assume continuidade total entre a LC e os restantes elementos estruturais, incluindo as vigas de apoio e as interfaces laje-parede. Esta simplificação pressupõe sobrerresistência e regime elástico nas ligações que pode favorecer os resultados dependentes da rigidez modelada.

A Fig. 6.7 representa as relações de deformação por piso para o Modelo CS_PF_LC7 em ambas as direções, permitindo visualizar os valores das relações percentuais e a alteração do padrão de distribuição em altura.

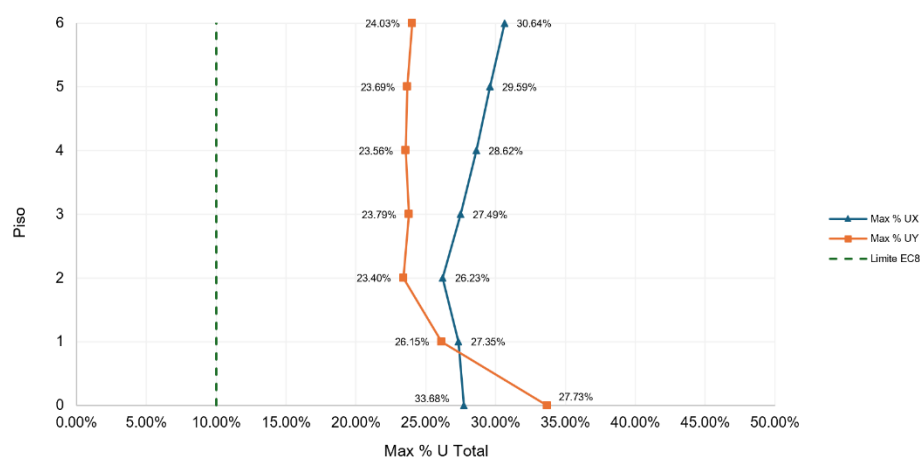


Fig. 6.7 – Representação gráfica das relações de deformação segundo o critério do EC8, para cada piso do Modelo CS_PF_LC7

Conforme demonstrado no Quadro 6.4 e no Quadro 6.5, a introdução da solução pré-fabricada produziu, de forma consistente, relações de deformação superiores às da solução monolítica em todos os pisos e em ambas as direções.

Quadro 6.4 – Comparação das relações máximas de deformação segundo o critério do EC8, entre CS_MON e CS_PF_LC7, para a direção X

Piso	CS_MON	CS_PF_LC7	Diferença absoluta
0	26,50%	27,73%	+1,23%
1	25,50%	27,35%	+1,85%
2	23,00%	26,23%	+3,23%
3	24,50%	27,49%	+2,99%
4	26,10%	28,62%	+2,52%
5	27,70%	29,59%	+1,89%
6	30,10%	30,64%	+0,54%

Na direção X, as relações passaram de valores compreendidos entre 23 e 30% no CS_MON para valores entre 26 e 31% no CS_PF_LC7, com acréscimos na ordem dos 0,54 a 3,23 pontos percentuais.

Quadro 6.5 – Comparação das relações máximas de deformação segundo o critério do EC8, entre CS_MON e CS_PF_LC7, para a direção Y

Piso	CS_MON	CS_PF_LC7	Diferença absoluta
0	29,90%	33,68%	+3,78%
1	20,80%	26,15%	+5,35%
2	18,20%	23,40%	+5,20%
3	17,50%	23,79%	+6,29%
4	17,40%	23,56%	+6,16%
5	17,60%	23,69%	+6,09%
6	18,00%	24,03%	+6,03%

A atenuação da distribuição de deslocamentos no Modelo CS_PF_LC7 reforça que a grelha de vigas e as cargas que estas recebem das lajes promovam um comportamento diafragmático mais uniforme em altura, onde cada piso responde de forma mais idêntica, entre si, à ação sísmica, independentemente da sua posição na estrutura, sendo este fenómeno mais notório nos Pisos 2 a 6 por possuírem uma repetibilidade da solução estrutural e consequentemente da rigidez entre si.

6.3.2 Distribuição de deslocamentos no plano

Para quantificar o impacto da conceção do Modelo CS_PF_LC7 na flexibilidade local dos diafragmas, foram avaliados os deslocamentos e esforços de pontos característicos homólogos nas extremidades do Piso 3, que correspondam a um dos mais afetados pela mudança de solução, em ambas as direções, no que toca aos desvios das relações de deformação entre os dois modelos.

6.3.2.1 Análise para a direção X

A Fig. 6.8 apresenta os mapas de deslocamentos em X para o Piso 3.

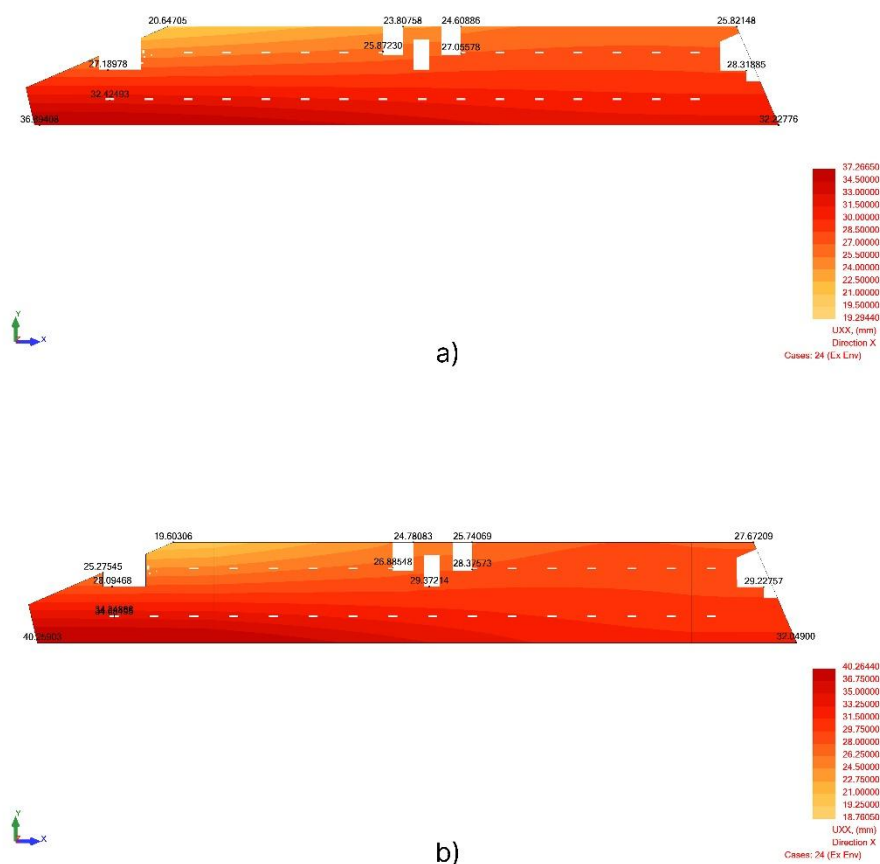


Fig. 6.8 – Mapa de deslocamentos na direção X, para E_k : (a) Modelo CS_MON; (b) Modelo CS_PF_LC7

Da análise da figura anterior, é possível observar que os campos de deslocamentos do CS_PF_LC7 apresentam amplitudes absolutas superiores às do CS_MON, e com isolinhas que demonstram um gradiente mais amplo e menos linear de deslocamentos ao longo da direção X. O Quadro 6.6 compara os diferenciais de deslocamento entre a zona frontal e traseira nas extremidades longitudinais do Piso 3, em X.

Quadro 6.6 – Comparação entre diferenciais de deslocamentos de pontos característicos homólogos em X, nas extremidades do Piso 3

Zona	Modelos	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Diferencial (%)
Extremidade esquerda	CS_MON	20,65	36,89	44,02%
	CS_PF_LC7	19,60	40,26	51,32%
Intermédia	CS_MON	23,81	33,85	29,66%
	CS_PF_LC7	24,83	34,92	28,89%
Extremidade direita	CS_MON	25,82	32,23	19,89%
	CS_PF_LC7	27,67	32,05	13,67%

Os diferenciais de deformação transversal a X nas extremidades em relação ao eixo longitudinal divergem em cerca de 6 a 7% entre os dois modelos, sendo que na zona da extremidade esquerda do diafragma, essa distorção no plano é agravada e, na zona oposta, essa relação é atenuada.

Os resultados relativamente à zona central do diafragma mostram que o comportamento flexível melhora quase 1% para o Modelo CS_PF_LC7, o que se pode dever ao efeito das vigas e de esta direção corresponder à direção mais alongada do piso, com maior inércia em planta.

Assim, a distribuição de rigidez no plano, nessa direção, é determinada essencialmente pela geometria alongada da planta, mantendo-se praticamente inalterada pela substituição da solução de piso.

O aumento dos valores absolutos de deslocamento reflete a redução de rigidez no plano da lâmina, mas o padrão relativo de distribuição é preservado, com os diferenciais em cada zona analisada a decrescer de forma semelhante, em termos de grandeza, em ambos os modelos.

6.3.2.2 Análise para a direção Y

A Fig. 6.9 apresenta os mapas de deslocamentos em Y para o Piso 3, onde se observam diferenças mais relevantes do que as verificadas na direção X.

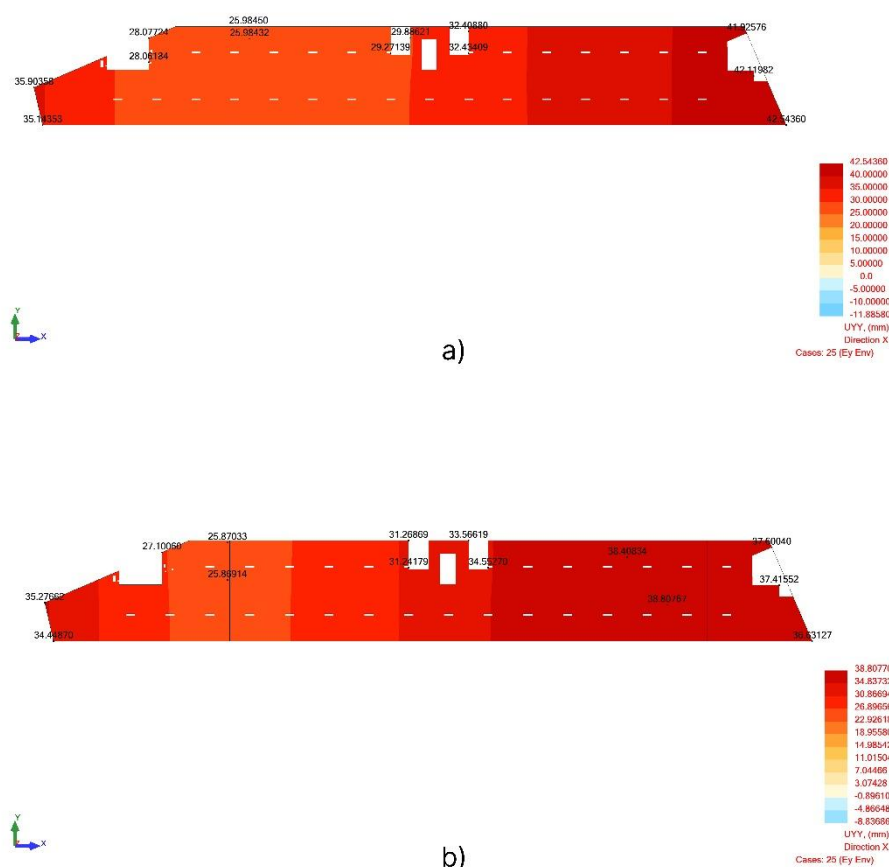


Fig. 6.9 – Mapa de deslocamentos na direção Y, para Eky: (a) Modelo CS_MON; (b) Modelo CS_PF_LC7

O Quadro 6.7 quantifica os diferenciais de deslocamento nas extremidades transversais do Piso 3, revelando que o impacto da solução pré-fabricada na direção ortogonal à ortotrópica é substancialmente diferente.

Quadro 6.7 – Comparação entre diferenciais de deslocamentos de pontos característicos homólogos em Y, nas extremidades do Piso 3

Zona	Modelos	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Diferencial (%)
Extremidade frontal	CS_MON	35,14	42,54	17,40%
	CS_PF_LC7	34,45	36,63	5,96%
Intermédia	CS_MON	35,90	42,12	14,77%
	CS_PF_LC7	35,28	37,42	5,72%
Extremidade traseira	CS_MON	28,08	41,93	33,03%
	CS_PF_LC7	25,87	37,60	31,20%

Na direção Y, os diferenciais diminuíram com a solução pré-fabricada. Na extremidade frontal, a diminuição de diferencial passou de 17% no CS_MON para 6% no CS_PF_LC7. Na zona central, a diminuição foi de 10%. Na extremidade traseira, a diminuição foi menos expressiva, reduzindo apenas 2%.

As descidas percentuais associadas à evolução dos diferenciais entre zonas são menos lineares e semelhantes que as da direção X. Na direção Y, apesar do Modelo CS_PF_LC7 ter demonstrado diferenciais mais reduzidos, e, de forma analítica, uma flexibilidade local menor em todos os cortes analisados, o gradiente desses diferenciais passa de cerca de 6% para 31% de forma mais abrupta, com uma amplitude de cerca 25% entre as extremidades frontal e traseira. Por outro lado, no Modelo CS_MON, a mesma amplitude tem o valor de cerca de 16%, correspondendo a uma situação mais homogênea.

6.3.3 Distribuição dos esforços de membrana

6.3.3.1 Análise para a direção X

A Fig. 6.10 apresenta os mapas de esforços de membrana na direção X (N_{XX}) para o Piso 3 sob a A.S. nessa direção (Ekx).

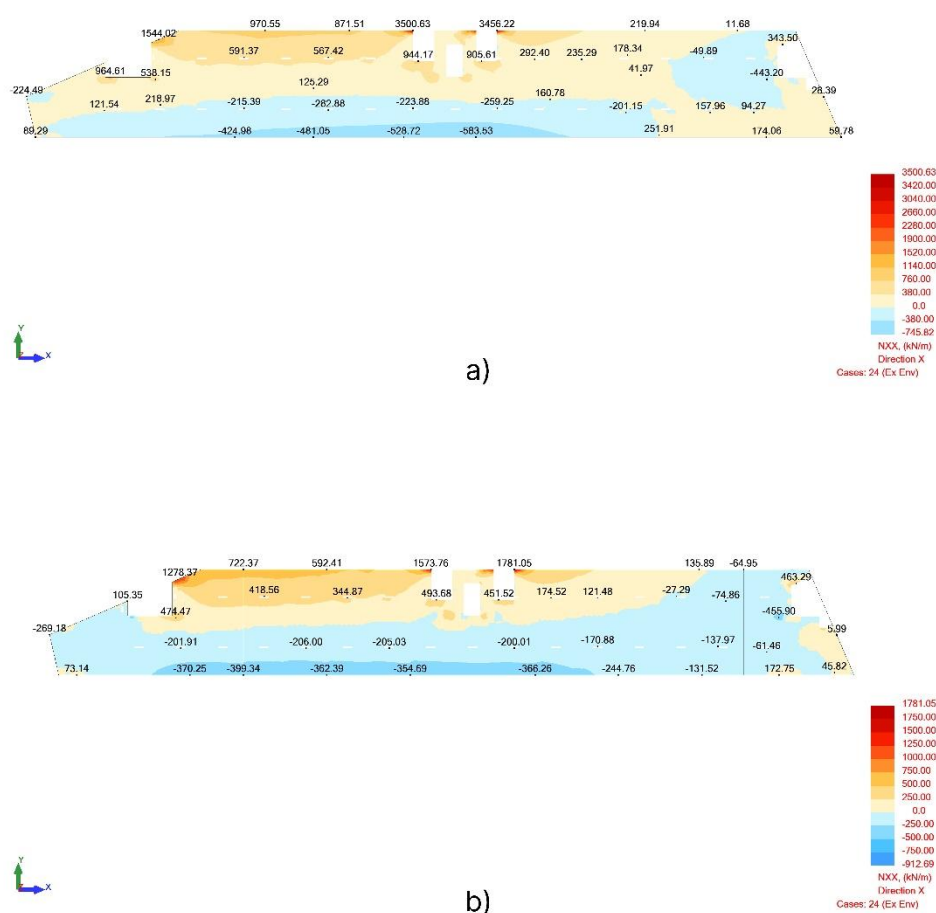


Fig. 6.10 – Mapa de esforços N_{XX} , para Ekx: (a) Modelo CS_MON; (b) Modelo CS_PF_LC7

O Quadro 6.8 compara os esforços em três zonas representativas ao longo da zona central diafragma: extremidade frontal, zona intermédia de concentração máxima e extremidade traseira.

Quadro 6.8 – Comparação entre esforços N_{xx} em pontos característicos homólogos, no Piso 3

Zona	CS_MON (kN/m)	CS_PF_LC7 (kN/m)	Diferença relativa (%)
Extremidade frontal	-583,53	-366,26	-59,32%
Intermédia (máximo principal)	944,17	493,68	-91,25%
Extremidade traseira	3500,63	1573,76	-122,44%

Os esforços que o diafragma monolítico transmitia de forma concentrada na extremidade traseira são, no Modelo CS_PF, parcialmente desviados para outros caminhos de forças, aumentando a área do diafragma sujeita a esforços de tração, redistribuídos para as extremidades maciças e carregando zonas que, na solução monolítica, não desenvolviam esforços relevantes.

Para avaliar a heterogeneidade global da distribuição, o Quadro 6.9 compara o diferencial de esforços de membrana entre as extremidades frontal e traseira para cada modelo.

Quadro 6.9 – Comparação entre diferenciais de distribuição de esforços N_{xx} , para Ekx, no Piso 3

Modelo	Frontal (kN/m)	Traseira (kN/m)	Diferencial (%)
CS_MON	-583,53	3500,63	116,67%
CS_PF_LC7	-366,26	1573,76	123,27%

O acréscimo ligeiro do diferencial, de cerca de 13%, indica que, em termos de heterogeneidade global da distribuição em X, o modelo parcialmente pré-fabricado apresenta uma distribuição relativamente menos uniforme entre extremidades, porém, não tão expressiva tendo em conta a redução efetiva de rigidez no plano, sugerindo, mais uma vez, o efeito positivo das extremidades maciças e da grelha de vigas.

O Quadro 6.10 sintetiza qualitativamente a comparação entre os dois modelos para X.

Quadro 6.10 – Comparação qualitativa entre a homogeneidade de distribuição de N_{XX} , para Ekx, no Piso 3

Critério	CS_MON	CS_PF_LC7
Uniformidade da distribuição de esforços	Melhor	Pior
Concentração de esforços elevados	Baixa	Moderada
Diferencial frontal-traseira em X	Elevado	Elevado
Comportamento próximo de diafragma rígido pelo critério do EC8	Superior	Inferior

6.3.3.2 Análise para a direção Y

A Fig. 6.11 apresenta os mapas de esforços de membrana N_{YY} para o Piso 3 sob a A.S. na direção Y (Eky).

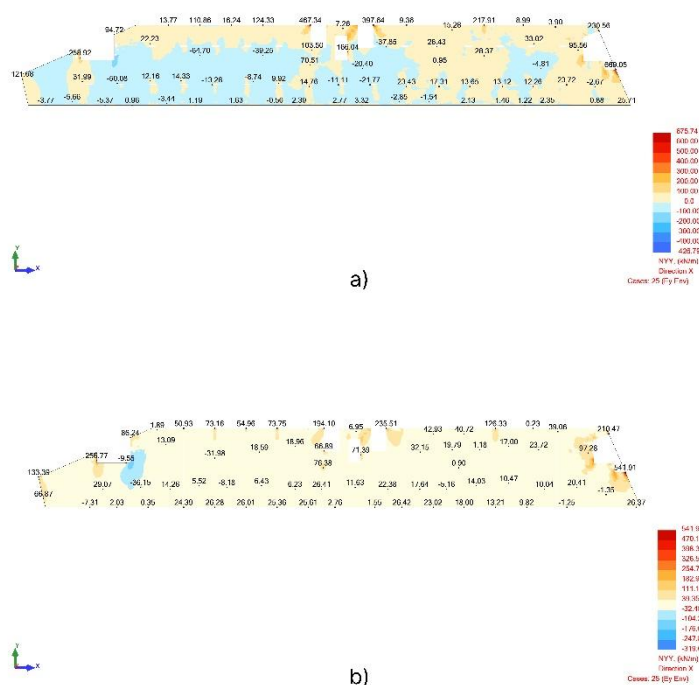


Fig. 6.11 – Mapa de esforços N_{YY} , para Eky: (a) Modelo CS_MON; (b) Modelo CS_PF_LC7

O Quadro 6.11 compara os esforços nas três zonas representativas do Piso 3, na direção Y.

Quadro 6.11 – Comparação entre esforços N_{YY} , em pontos característicos homólogos, no Piso 3

Zona	CS_MON (kN/m)	CS_PF_LC7 (kN/m)	Diferença relativa (%)
Extremidade esquerda	121,68	133,39	+8,78%
Intermédia (máximo principal)	467,34	235,51	-98,44%
Extremidade direita	669,05	541,91	-23,46%

As diferenças entre modelos em Y são substancialmente mais expressivas. Este resultado acaba por ser mais reduzido que a diferença de rigidez no plano, devido à redistribuição de esforços para as zonas de maior espessura, confirmando que, nesta direção, o comportamento dos esforços de membrana é dominado pela espessura efetiva dos elementos de diafragma e não pela posição das vigas, ou pela inércia em planta do piso.

Ainda, a concentração de esforços moderados a elevados em determinados pontos aumentou consideravelmente, afetando zonas de distribuição gradual e linear, que impactaria o dimensionamento das armaduras deste diafragma, necessitando de uma análise para uma malha mais refinada dos esforços de membrana.

A heterogeneidade da distribuição em Y agravou-se com a solução pré-fabricada, como demonstrado no Quadro 6.12.

Quadro 6.12 – Comparação entre diferenciais de distribuição de esforços N_{YY} , para Eky, no Piso 3

Modelo	Esquerda (kN/m)	Direita (kN/m)	Diferencial (%)
CS_MON	121,68	669,05	81,81%
CS_PF_LC7	133,39	541,91	75,39%

Este resultado deve-se à redistribuição dos esforços no plano referida anteriormente, que reduz o diferencial entre os valores das extremidades e é auxiliado pela presença das extremidades maciças, sendo que os valores na zona central já refletem a quebra de rigidez entre ambos os modelos de forma mais clara.

O Quadro 6.13 sintetiza a comparação qualitativa entre o comportamento dos dois modelos para a A.S. na direção Y.

Quadro 6.13 – Comparação qualitativa entre a homogeneidade de distribuição de esforços N_{yy} , para $E_k y$, no Piso 3

Critério	CS_MON	CS_PF_LC7
Uniformidade da distribuição de esforços	Melhor	Pior
Concentração de esforços	Moderada	Elevada
Diferencial esquerda-direita em Y	Moderado	Moderado
Comportamento próximo de diafragma rígido pelo critério do EC8	Superior	Inferior

Em síntese, a solução parcialmente pré-fabricada (Modelo CS_PF) conduz a uma distribuição dos esforços de membrana mais heterogénea e a concentrações de esforço mais elevadas do que as observadas na solução monolítica equivalente. Este comportamento é particularmente evidente na direção transversal à ortotropia dos painéis, que, por sua vez, corresponde ao eixo longitudinal da estrutura, caracterizado por um desenvolvimento significativamente superior ao da transversal.

6.3.4 Consideração da rigidez dos painéis nos diafragmas

A incorporação da rigidez adicional no plano fornecida pelos painéis da solução pré-fabricada foi avaliada nesta secção, seguindo a metodologia desenvolvida na Secção 5.4.

Repetindo o procedimento dessa secção para o painel alveolar P150, foram determinadas as matrizes de rigidez totais da solução a incorporar no modelo, apresentadas no Quadro 6.14.

Quadro 6.14 – Matrizes de rigidez da solução de laje alveolar P150/220

Matriz de rigidez	Solução P150/220
Membrana, D (kN/m)	$\begin{bmatrix} 5392795 & 772917 & 0 \\ 772917 & 3864583 & 0 \\ 0 & 0 & 1545833 \end{bmatrix}$
Corte, H (kN/m)	$\begin{bmatrix} 1797598 & 0 \\ 0 & 1288194 \end{bmatrix}$

O Quadro 6.15 sintetiza os ganhos de rigidez de membrana e de corte face ao Modelo CS_PF_LC7, que são, em média, próximos do dobro em ambas as matrizes.

Quadro 6.15 – Ganho e quebra de rigidez comparado com o Modelo CS_PF_LC7 e com o CS_MON, respetivamente

Matriz de rigidez	Ganho de rigidez face a LC7	Comparação com LM22
Membrana, D (kN/m)	$\begin{bmatrix} \times 2,2 & \times 1,6 & 0 \\ \times 1,6 & \times 1,6 & 0 \\ 0 & 0 & \times 1,6 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} \times 0,78 & \times 0,56 & 0 \\ \times 0,56 & \times 0,56 & 0 \\ 0 & 0 & \times 0,56 \end{bmatrix}$
Corte, H (kN/m)	$\begin{bmatrix} \times 2,2 & 0 \\ 0 & \times 1,6 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} \times 0,78 & 0 \\ 0 & \times 0,56 \end{bmatrix}$

Os resultados, em termos de relações de deformação e de diferenças absolutas face ao Modelo CS_MON e ao Modelo CS_PF_LC7, estão representados no Quadro 6.16 e no Quadro 6.17.

Quadro 6.16 – Comparação das relações máximas de deformação segundo o critério do EC8, entre os três modelos, para a direção X

Piso	CS_PF_LC7 c/ P150	Diferença absoluta face a CS_PF_LC7	Diferença absoluta face a CS_MON
0	19,33%	-8,40%	-7,17%
1	20,19%	-7,16%	-5,31%
2	21,83%	-4,40%	-1,17%
3	22,86%	-4,63%	-1,64%
4	23,73%	-4,89%	-2,37%
5	24,95%	-4,64%	-2,75%
6	26,79%	-3,85%	-3,31%

Quadro 6.17 – Comparação das relações máximas de deformação segundo o critério do EC8, entre os três modelos, para a direção Y

Piso	CS_PF_LC7 c/ P150	Diferença absoluta face a CS_PF_LC7	Diferença absoluta face a CS_MON
0	25,54%	-8,14%	+2,64%
1	16,98%	-9,17%	-3,82%
2	16,38%	-7,02%	-1,82%
3	16,73%	-7,05%	-0,77%
4	17,14%	-6,42%	-0,26%
5	17,63%	-6,06%	+0,03%
6	18,14%	-5,89%	+0,14%

Os resultados evidenciam claramente as vantagens desta estratégia relativamente à solução CS_PF_LC7. Observou-se, em X, uma aproximação significativa ao comportamento de diafragma rígido, com reduções dos diferenciais de deformação que atingem 7,17 pontos percentuais. Na direção Y, onde a rigidez corresponde a aproximadamente 56% da solução LM22, os ganhos são naturalmente mais modestos.

7

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES DE TRABALHOS FUTUROS

7.1 CONCLUSÕES

A presente dissertação teve como objetivo estudar a condição de diafragma rígido em pisos pré-fabricados, avaliando numericamente a influência de diversos critérios normativos no comportamento sísmico de diferentes modelações de piso. A análise desenvolvida permitiu concluir que o comportamento diafragmático e a sua classificação como rígido não depende apenas da rigidez intrínseca da laje, mas também da sua geometria, da concepção global da estrutura, da presença de vigas, da forma como os esforços horizontais são redistribuídos no plano e do critério normativo na base da avaliação desse comportamento.

No que respeita à influência da geometria em planta, verificou-se que a torção desempenha um papel determinante na resposta estrutural, sobretudo em edifícios com configurações irregulares, como a planta em L analisada. A presença de torção nos modos principais afeta significativamente as relações de deformação ao longo dos pisos, conduzindo a respostas menos uniformes. Em contraste, sistemas estruturalmente mais regulares, com menor suscetibilidade à torção, tendem a apresentar comportamentos mais próximos da hipótese de diafragma infinitamente rígido. Observou-se ainda que, em sistemas torsionalmente flexíveis, pisos inferiores podem representar melhor o comportamento diafragmático, por serem menos influenciados pelos efeitos torsionais.

A componente torsional necessita, assim, de ser acautelada com maior rigor em análises comparativas de diafragmas com geometrias diferentes e em análises da CDR de um único diafragma segundo a sua rigidez real, como as realizadas ao abrigo das normas internacionais estudadas.

A análise comparativa segundo o Eurocódigo 8 (EC8) evidenciou que, em certos casos, os efeitos da torção podem assumir um papel secundário na classificação do comportamento do diafragma, sendo mais relevante a relação entre as deformadas reais e a hipótese de rigidez infinita. No entanto, verificou-se que esta abordagem pode não capturar integralmente os efeitos associados à irregularidade em planta, frequentemente considerados de forma mais explícita em normas internacionais, como a ASCE 41-13, a NTC-DS e a NZS 3101.

Relativamente aos diafragmas parcialmente pré-fabricados, concluiu-se que a presença de vigas tem um papel fundamental na melhoria do seu desempenho, promovendo uma maior compatibilidade de deformações e contribuindo para a uniformização dos deslocamentos no plano. Esta contribuição revelou-se determinante para aproximar o comportamento destes sistemas ao de um diafragma rígido, mesmo sem substituição total por soluções monolíticas.

A análise paramétrica demonstrou que o aumento da espessura da lâmina de compressão conduz a um acréscimo da rigidez local, mas que o impacto desse aumento na aproximação ao comportamento de rigidez infinita não é diretamente proporcional. Ou seja, embora as matrizes de rigidez aumentem de forma proporcional, o efeito global na resposta do diafragma apresenta ganhos marginais. Na verdade, aumentos significativos de rigidez resultam apenas em reduções cada vez mais moderadas das relações de deformação, não alterando a classificação do diafragma segundo normas internacionais baseadas em critérios de deslocamentos e *drifts*.

Adicionalmente, verificou-se que diferentes normas internacionais tendem a classificar os diafragmas essencialmente com base na irregularidade em planta, sendo relativamente insensíveis à variação da rigidez no plano. Este facto contrasta com a abordagem do EC8, que permite uma avaliação mais direta da rigidez através da comparação de deformadas. Neste contexto, sugere-se que a consideração explícita da regularidade em planta, já parcialmente contemplada em versões preliminares do *draft* do EC8, poderá contribuir para uma avaliação mais consistente do comportamento dos diafragmas.

No caso de estudo aplicado a uma estrutura real, confirmou-se que a flexibilidade torsional influencia significativamente a avaliação do comportamento dos diafragmas, mesmo no piso mais próximo da base. Em edifícios mais esbeltos e irregulares, a torção tende a mascarar a componente puramente translacional da deformação, podendo conduzir a interpretações distintas consoante o critério normativo adotado.

Comparativamente, as soluções parcialmente pré-fabricadas apresentaram, em geral, relações de deformação menos favoráveis do que a solução monolítica. Contudo, evidenciaram um desempenho igual ou superior ao nível da uniformização de deslocamentos e da distribuição de esforços no plano, comportamento que se atribui, novamente, ao efeito das vigas. Observou-se também uma distribuição distinta de esforços, com maior concentração ao longo dos alinhamentos das vigas e zonas centrais, bem como uma predominância de esforços de compressão nas soluções parcialmente pré-fabricadas, em contraste com a maior ocorrência de tração e zonas de esforço nulo nas soluções monolíticas.

Por fim, a consideração da rigidez dos painéis na modelação revelou-se altamente benéfica, conduzindo, na maioria dos casos, a melhorias significativas no comportamento dos diafragmas em ambas as direções. No entanto, importa salientar que esta idealização pode não refletir integralmente o comportamento real em situação sísmica, sendo recomendável o aprofundamento deste aspeto em trabalhos futuros, nomeadamente no que diz respeito à viabilidade de preservar essa rigidez no plano em condições reais de situação de projeto sísmica.

7.2 RECOMENDAÇÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Os resultados, as limitações e as simplificações identificadas ao longo da presente investigação apontam para um conjunto de novos desenvolvimentos que se consideram prioritários para aprofundar o conhecimento do comportamento diafragmático de estruturas com lajes pré-fabricadas em zonas de elevada sismicidade. Recomendam-se os seguintes:

- Determinação da curva gráfica da relação entre a espessura da LC e a relação de deformação no plano para casos reais, estudando tendências para diferentes geometrias em planta;

- Estudo da continuidade efetiva nas interfaces laje-parede, através de modelos de ligação com rigidez parcial calibrados por ensaios experimentais de corte cíclico, permitindo avaliar o impacto da degradação da rigidez da ligação entre a LC e as paredes, baseando-se em diversas estratégias de modelação;
- Avaliação dos deslocamentos relativos longitudinais entre painéis adjacentes, quantificando o corte no plano e a sua influência no desempenho diafragmático da LC em situação de projeto sísmica;
- Aplicação de métodos alternativos para plantas irregulares em L, nomeadamente o modelo de escoras e tirantes e o modelo de viga equivalente apoiada em molas (*Equivalent Beam-on-Springs model*), para validar os resultados obtidos e estimar de forma mais rigorosa a flexibilidade translacional de diafragmas com essa geometria;
- Estudo experimental da degradação da rigidez axial e de corte dos painéis pré-fabricados sob ações cíclicas, permitindo definir fatores de redução para adição dessa rigidez na modelação estrutural e suportar a aplicação prática desta estratégia mais económica de projeto sísmico, incluindo o recurso a tecnologias e materiais de PBD;
- Investigação adicional do papel estabilizador das vigas de apoio nas conceções de pisos com painéis pré-fabricados unidireccionais, incluindo a definição de recomendações normativas e construtivas relativas ao espaçamento e continuidade das vigas em plantas irregulares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Elliott, K. S. *Precast Concrete Structures*. Butterworth Heinemann, Oxford, 2002.
- [2] Abdulhussein, S., Alkhafaji, S., Al-Kaabi, J. *The flexural behavior of Hollow core concrete slabs with different shape*. Journal of Applied Engineering Science, vol. 21, pp. 1-7, 2023.
- [3] SPRAL – Sociedade de Pré-Esforçados de Aveiro. *Lajes alveolares*. (<https://spral.pt/produto/11/Lajes-Alveolares>). Acesso em: 23/05/2026.
- [4] El Debs, M. K. *Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações*. 2017.
- [5] Prefabricados Castelo. *Laje Plana MINOS II Castelo: Características e Vantagens*. Catálogo técnico, 2018.
- [6] Verdasca Group. *Engenharia aplicada*. (<https://verdascagroup.com/calculo-lajes/>). Acesso em: 22/02/2026.
- [7] Ferreira, Pedro Nuno do Carmo. *Análise sísmica de um edifício constituído por elementos pré-fabricados de betão*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, 2023.
- [8] CEN, LNEC. *NP EN 1998-1:2010 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos*. Lisboa, 2010.
- [9] Carreira, António Faria. *Análise em cenário sísmico de ligações em elementos laminares pré-fabricados de betão em edifícios*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2024.
- [10] International Federation for Structural Concrete (fib). *Structural Connections for Precast Concrete Buildings*. Bulletin 43. Lausanne, Suíça, 2008.
- [11] Albarran, Eduardo Gonzalez. *Construção com elementos pré-fabricados em betão armado: adaptação de uma solução estrutural “in situ” a uma solução pré-fabricada*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2008.
- [12] Pavicer Pavimentos Cerâmicos Lda. *Manual de Aplicação: Laje Alveolar*. Catálogo técnico, 2006.
- [13] Santos, Andreilton de Paula. *Análise da continuidade em lajes alveolares: estudo teórico e experimental*. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, 2015.
- [14] Tan, K. H., Zheng, L. X., Paramasivam, P. *Designing hollow-core slabs for continuity*. PCI Journal, vol. 41, n.º 1, pp. 82-91, 1996.

- [15] CEN, LNEC. *NP EN 1992-1-1:2010 – Projecto de estruturas de betão*. Lisboa, 2010.
- [16] Song, B., Song, S., Liao, Z., Wang, C.-L. *Experimental study on the in-plane shear performance of precast concrete slabs with wide and narrow joints*. Structures, vol. 75, 2025.
- [17] Casagrande, Vanessa Trombin Olivo. *Análise estrutural de edifícios múltiplos pavimentos em concreto pré-fabricado com ligação semirrígida*. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, 2024.
- [18] Silva, A. C. F. *Desenvolvimento de sistema estrutural para edifícios recorrendo a elementos pré-fabricados em betão*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2024.
- [19] Leite, Rui Emanuel Magalhães. *Métodos construtivos de edifícios – comparação entre pré-fabricação e construção tradicional em betão armado*. Dissertação de Mestrado, ISEP, 2015.
- [20] Kataoka, Marcela Novischi. *Estudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto*. Tese de Pós-graduação, Universidade Federal de São Carlos, 2007.
- [21] Carvalho, R. P. T. *Comportamento sísmico de ligações viga-pilar em pavilhões industriais pré-fabricados – análise experimental*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2021.
- [22] Rodriguez, M., Restrepo, J., Blandón, J. *Seismic Design Forces for Rigid Floor Diaphragms in Precast Concrete Building Structures*. Journal of Structural Engineering, vol. 133, n. ° 11, 2007.
- [23] Li, P. et al. *Seismic performance of horizontal inter-module connections in concrete modular integrated constructions*. Journal of Building Engineering, vol. 119, 2026.
- [24] Henry, R., Dizhur, D., Elwood, K., Hare, J., Brunsdon, D. *Damage to concrete buildings with precast floors during the 2016 Kaikoura earthquake*. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, vol. 50, pp. 174–186, 2017.
- [25] Salimian, M. S., Del Rey Castillo, E., Hogan, L., Stephen, M., Niroomandi, A. *Experimental study on FRP ties used in precast diaphragm strengthening subjected to incompatible rotation with the floor support beam*. Structural Concrete, 2024.
- [26] Brooke, N. et al. *ReCast Floors – Seismic Assessment and Improvement of Existing Precast Concrete Floors*. 2019.

- [27] Brefo, J. A., Yakin, Z. *High-performance composite materials for earthquake-resistant structures in the U.S.* World Journal of Advanced Research and Reviews, 2025.
- [28] Abate, M., Evangelista, A., Tam, V. *Global Research Trends in Performance-Based Structural Design: A Comprehensive Bibliometric Analysis.* Buildings, 2025.
- [29] Dilsiz, A., Ozuygur, A. R. *Effects of Using Rigid Diaphragm in Dynamic Analysis of High-Rise Buildings per Regulations TBSC 2018.* Proceedings of the 6th International Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 2021.
- [30] Ju, S. H., Lin, M. C. *Comparison of Building Analyses Assuming Rigid or Flexible Floors.* Journal of Structural Engineering, vol. 125, n. ° 1, 1999.
- [31] Comisión Federal de Electricidad. *Manual de Diseño de Obras Civiles – Capítulo C.13 Diseño por Sismo – Comentarios.* México, 2015.
- [32] Norachan, Pramin. *Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Diaphragms, Chords and Collectors.* 2016.
- [33] CEN. *FprEN 1998-1-1:2024 – Earthquake Resistance Design of Structures.* 2024.
- [34] CEN. *FprEN 1998-1-2:2025 – Earthquake Resistance Design of Structures.* 2025.
- [35] American Concrete Institute. *ACI 318-25 – Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.* 2025.
- [36] American Society of Civil Engineers, Structural Engineering Institute. *ASCE/SEI 7-22 – Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.* Reston, VA, 2022.
- [37] American Society of Civil Engineers, Structural Engineering Institute. *ASCE/SEI 41-13 – Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.* 2013.
- [38] *Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.* Cidade do México, 2017.
- [39] Standards New Zealand. *NZS 1170.5.S1:2004 – Structural Design Actions – Part 5: Earthquake Actions.* Wellington, 2004.
- [40] Standards New Zealand. *NZS 3101.1:2006 – Concrete Structures Standard – Part 1.* Wellington, 2006.

- [41] Standards New Zealand. *NZS 3101.2:2006 – Concrete Structures Standard – Part 2*. Wellington, 2006.
- [42] Fenwick, R., Lau, D., Davidson, B. *A comparison of the seismic design requirements in the New Zealand Loadings Standard with other major design codes*. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, vol. 35, pp. 190–203, 2002.
- [43] Khose, V., Singh, Y., Lang, D. *A Comparative Study of Design Base Shear for RC Buildings in Selected Seismic Design Codes*. Earthquake Spectra, vol. 28, pp. 1047–1070, 2012.
- [44] NTC-Sismo: *Norma Técnica Complementaria para el Diseño por Sismo*. Cidade do México, 2023.
- [45] Aydenlou, R. M. *Understanding the Basic Concepts in Seismic Rehabilitation*. In: *Seismic Rehabilitation Methods for Existing Buildings*. Butterworth-Heinemann, 2020, pp. 1–63.
- [46] LNEC. *NP EN 1991-1-1:2009 – Acções em Estruturas*. Lisboa, 2009.
- [47] Villafuerte Lujano, I., Fernandez-Davila, V. *Respuesta sísmica de edificios de 8 niveles de concreto armado con irregularidad en planta*. Ingeniería, vol. 34, pp. 21–37, 2024.
- [48] Zhang, D., Fleischman, R. B., Lee, D. *Effects of diaphragm flexibility on the seismic design acceleration of precast concrete diaphragms*. Computers and Concrete, vol. 25, n. ° 3, 2020.

ANEXOS

A.1 RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL DO MODELO MON

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Massa modal em X (%)	Massa modal em Y (%)
1	2,49	0,4	29,37	4,7
2	2,71	0,37	3,34	63,22
3	3,5	0,29	37,57	0,2
4	11,6	0,09	15,16	0,12
5	12,97	0,08	0,37	20,7
6	15,01	0,07	4,65	0,41
7	17,72	0,06	0	0
8	21,8	0,05	4,61	0,04
9	22,85	0,04	0,02	0
10	26,06	0,04	0	5,65
11	27,09	0,04	1,78	0
12	29,59	0,03	0,11	0,2
13	30,05	0,03	0,67	0,01
14	31,92	0,03	0,15	0,01
15	31,99	0,03	0,03	0

A.2 RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL DO MODELO MON_REG

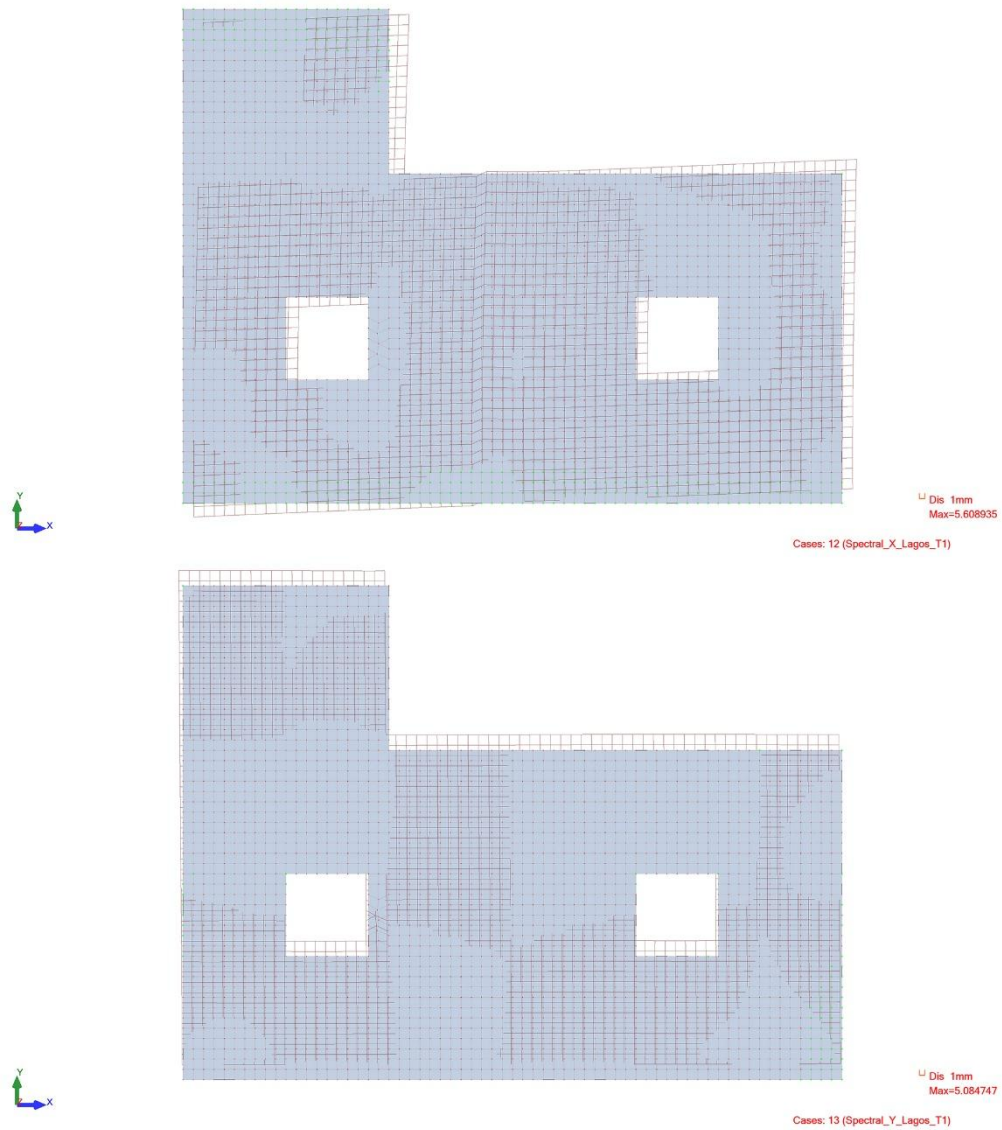
Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Massa modal em X (%)	Massa modal em Y (%)
1	3,85	0,26	69,22	0,00
2	3,96	0,25	0,00	69,81
3	4,67	0,21	0,86	0,00
4	15,82	0,06	20,24	0,00
5	16,63	0,06	0,00	18,90
6	20,06	0,05	0,04	0,00
7	23,35	0,04	0,00	0,39
8	29,55	0,03	5,05	0,00
9	30,19	0,03	0,00	0,06
10	31,80	0,03	0,00	4,99

A.3 SOLUÇÕES COMERCIAIS DE PAINÉIS PRÉ-FABRICADOS

Designação	h_{total} (mm)	h_{LC} (mm)	PP_{total} (kN/m ²)	PP_{painel} (kN/m ²)	δ_{max} (mm)
P150/270	270	120	5,01	2,25	9,50
P200/250	250	50	4,54	3,39	9,74
P200/280	280	80	5,23	3,39	7,74
P200/300	300	100	5,69	3,39	6,75
P200/320	320	120	6,15	3,39	5,92
P250/300	300	50	4,75	3,60	6,10
P250/330	330	80	5,44	3,60	5,06
P250/350	350	100	5,90	3,60	4,54
P250/370	370	120	6,36	3,60	4,09
P300/350	350	50	5,10	3,95	4,13
P300/380	380	80	5,79	3,95	3,53
P300/400	400	100	6,25	3,95	3,21
P300/420	420	120	6,71	3,95	2,95
P400/450	450	50	5,62	4,47	2,32
P400/480	480	80	6,31	4,47	2,06
P400/500	500	100	6,77	4,47	1,93
P400/520	520	120	7,24	4,47	1,81

Designação adaptada pelo autor	h_{XPS} (mm)	h_{total} (mm)	h_{LC} (mm)	PP_{total} (kN/m ²)	PP_{painel} (kN/m ²)	δ_{max} (mm)
M160x250	160	250	50	3,64	2,40	9,70
M160x260	160	260	60	3,88	2,40	8,8
M160x280	160	280	80	4,36	2,40	7,40
M210x300	210	300	50	3,99	2,70	6,30
M210x310	210	310	60	4,23	2,70	5,80
M210x330	210	330	80	4,71	2,70	50
M260x350	260	350	50	4,35	3,10	4,50
M260x360	260	360	60	4,59	3,10	4,10
M260x380	260	380	80	5,07	3,10	3,60
M310x400	310	400	50	4,71	3,50	3,30
M310x410	310	410	60	4,95	3,50	3,10
M360x450	360	450	50	5,07	3,80	2,50
M360x460	360	460	60	5,31	3,80	2,40
M360x480	360	480	80	5,79	3,80	2,10

A.4 NÓS OUTLIERS NO PISO 1 DO MODELO PF_LC12



A.5 ALGORITMO EM PYTHON PARA DETERMINAÇÃO DAS MATRIZES DE RIGIDEZ DOS PAINÉIS ALVEOLARES E MINOS

```
import sys

CONCRETE_TABLE = { "C12/15": {"Ecm": 27}, "C16/20": {"Ecm": 29}, "C20/25": {"Ecm": 30},
                   "C25/30": {"Ecm": 31}, "C30/37": {"Ecm": 33}, "C35/45": {"Ecm": 34},
                   "C40/50": {"Ecm": 35}, "C45/55": {"Ecm": 36}, "C50/60": {"Ecm": 37},
                   "C55/67": {"Ecm": 38}, "C60/75": {"Ecm": 39}, "C70/85": {"Ecm": 41},
                   "C80/90": {"Ecm": 42}, "C90/105": {"Ecm": 44}}

def fmt(v, w=10):
    s = str(round(v))
    return s.rjust(w)

def print_matrix_3x3(M, symmetric=True):
    n = 3
    rows = []
    for i in range(n):
        row = []
        for j in range(n):
            if j >= i:
                row.append(fmt(M[i][j]))
            else:
                row.append(fmt(M[j][i]))
        rows.append(row)
    w = max(len(c) for r in rows for c in r) + 2
    for i, row in enumerate(rows):
        if i == 0: pre = "  1"
        elif i == n-1: pre = "  L"
        else: pre = "  |"
        if i == 0: suf = "  1"
        elif i == n-1: suf = "  J"
        else: suf = "  |"
        print(pre + "".join(c.rjust(w) for c in row) + suf)
```

```

def main():

    print("\n" + "="*60)

    print("    RIGIDEZ DE PAINÉIS DE LAJE PRÉ-FABRICADA")

    print("="*60)

    tipo = input("\nTipo de laje  [A]lveolar / [M]inos : ").strip().upper()

    if tipo not in ("A", "M"):

        sys.exit("ERRO: escolha A ou M.")

    is_alveolar = (tipo == "A")

    print(f" → {'Laje alveolar' if is_alveolar else 'Laje Minos'}")

    try:

        fck      = int(input("\nfck      (MPa) : "))

        fck_cube = int(input("fck,cube  (MPa) : "))

    except ValueError:

        sys.exit("ERRO: fck deve ser inteiro.")

    classe = f"C{fck}/{fck_cube}"

    if classe not in CONCRETE_TABLE:

        sys.exit(f"\nERRO: Classe '{classe}' não existe no Quadro 3.1 do EC2.\n"

                f"Disponíveis: {'', '.join(CONCRETE_TABLE.keys())}")

    Ecm = CONCRETE_TABLE[classe]["Ecm"] ;    E    = Ecm * 1e6

    print(f"    Ecm = {Ecm} GPa → {E:.0f} kPa")

    v = float(input("\nCoeficiente de Poisson, v : "))

    G    = E / (2*(1+v)) ;    xv    = 1 - v*v ;    LC = False ;    D_LC = None ;    H_LC = None

    if is_alveolar:

        A    = float(input("Área total, A (m²) : ")) ;    h    = float(input("Espessura total, h (m) : "))

        l    = float(input("Largura do painel, l (m) : ")) ;    h1 = float(input("h1 (m) : "))

        h2 = float(input("h2 (m) : ")) ;    h1p2 = h1 + h2 ;    h_eq = A / l

        D = [[0]*3 for _ in range(3)] ;    D[0][0] = E * h_eq / xv ;    D[0][1] = D[1][0] = v * E * h1p2 / xv

        D[1][1] = E * h1p2 / xv ;    D[2][2] = G * h1p2

        H = [[0]*2 for _ in range(2)] ;    H[0][0] = (5/6) * G * h_eq ;    H[1][1] = (5/6) * G * h1p2

    else:

        A    = float(input("Área total, A (m²) : ")) ;    h    = float(input("Espessura total (m) : "))

        l    = float(input("Largura do painel (m) : ")) ;    h_alig = float(input("h_alig (m) : "))

        h1 = float(input("h1 (m) : ")) ;    h_eq = A / l ;    D = [[0]*3 for _ in range(3)]

        D[0][0] = E * h_eq / xv ;    D[0][1] = D[1][0] = v * E * h1 / xv ;    D[1][1] = E * h1 / xv

        D[2][2] = G * h1

        H = [[0]*2 for _ in range(2)]

        H[0][0] = (5/6) * G * h_eq ;    H[1][1] = (5/6) * G * h1

```

```

lc = input("\nPossui lâmina de compressão? (S/N) : ").strip().upper()

if lc == "S":

    LC = True

    h_LC = float(input("  Espessura h_LC (m) : "))

    try:

        fck_LC = int(input("\nfck da LC (MPa) : "))

        fck_cube_LC = int(input("fck,cube da LC (MPa) : "))

    except ValueError:

        sys.exit("ERRO: fck deve ser inteiro.")

    classe_LC = f"C{fck_LC}/{fck_cube_LC}"

    if classe_LC not in CONCRETE_TABLE:

        sys.exit(f"\nERRO: Classe '{classe_LC}' não existe no Quadro 3.1 do EC2.\n"

                f"Disponíveis: {'', ' '.join(CONCRETE_TABLE.keys())}")

    Ecm_LC = CONCRETE_TABLE[classe_LC]["Ecm"]

    E_LC = Ecm_LC * 1e6

    print(f"  Ecm da LC = {Ecm_LC} GPa → {E_LC:.0f} kPa")

    v_LC = float(input("\nCoeficiente de Poisson da LC, v : "))

    G_LC = E_LC / (2*(1+v_LC))

    xv_LC = 1 - v_LC*v_LC

    D_LC = [[0]*3 for _ in range(3)]

    D_LC[0][0] = E_LC * h_LC / xv_LC ;      D_LC[0][1] = D_LC[1][0] = v_LC * E_LC * h_LC / xv_LC
    D_LC[1][1] = E_LC * h_LC / xv_LC ;      D_LC[2][2] = G_LC * h_LC
    K_LC = [[0]*3 for _ in range(3)] ;      I_LC = (h_LC**3) / 12 ;      K_LC[0][0] = E_LC * I_LC / 1
    H_LC = [[0]*2 for _ in range(2)]

    H_LC[0][0] = (5/6) * G_LC * h_LC ;      H_LC[1][1] = (5/6) * G_LC * h_LC

    for i in range(3):

        for j in range(3):

            D[i][j] += D_LC[i][j]

    for i in range(2):

        for j in range(2):

            H[i][j] += H_LC[i][j]

    print(f"\n → Lâmina de compressão incluída ({h_LC*100:.0f} cm)")

    print("\n" + "="*60)

    print(f"\n  A = {A:.4f} m²    h = {h:.4f} m    l = {l:.4f} m")

    print_matrix_3x3(D);    print_matrix_2x2(H);    print("\n" + "="*60)

    print("  FIM DO RELATÓRIO")

if __name__ == "__main__":    main()

```


A.6 OUTPUT DO ALGORITMO PARA A SOLUÇÃO P150/270

```

=====
      RIGIDEZ DE PAINÉIS DE LAJE PRÉ-FABRICADA
=====

Tipo de laje [A]lveolar / [M]inos : A
  → Laje alveolar

fck      (MPa) : 40
fck,cube (MPa) : 50
Ecm = 35 GPa → 35000000 kPa

Coeficiente de Poisson, v : 0.2
Área total, A (m²) : 0.0983
Espessura total, h (m) : 0.15
Largura do painel, l (m) : 1.2
h1 (m) : 0.02
h2 (m) : 0.02

Possui lâmina de compressão? (S/N) : S
  Espessura hLC (m) : 0.12

fck da LC (MPa) : 30
fck,cube da LC (MPa) : 37
Ecm da LC = 33 GPa → 33000000 kPa

Coeficiente de Poisson da LC, v : 0.2

  → Lâmina de compressão incluída (12 cm)

=====

      A = 0.0983 m²    h = 0.1500 m    l = 1.2000 m
      [ 7111545      1116667          0 ]
      [ 1116667      5583333          0 ]
      [ 0            0      2233333 ]
      [ 2370515      0 ]
      [ 0      1861111 ]

=====
      FIM DO RELATÓRIO

```

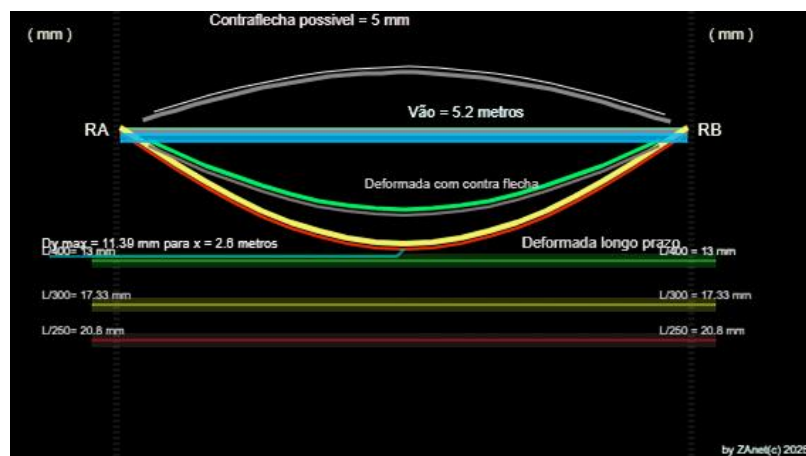
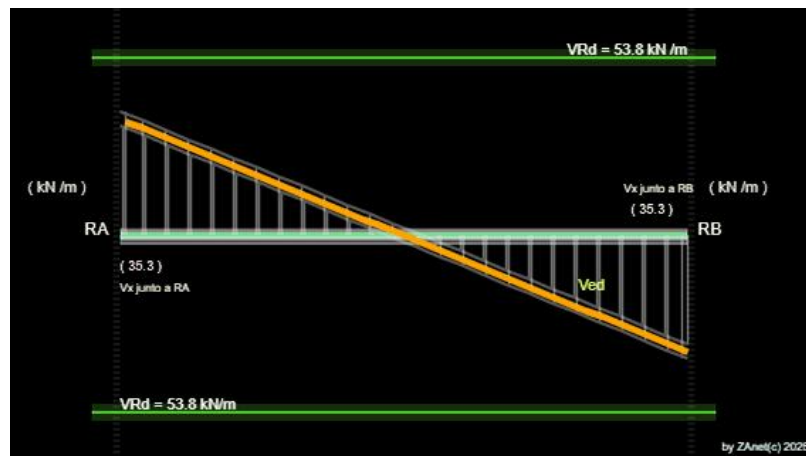
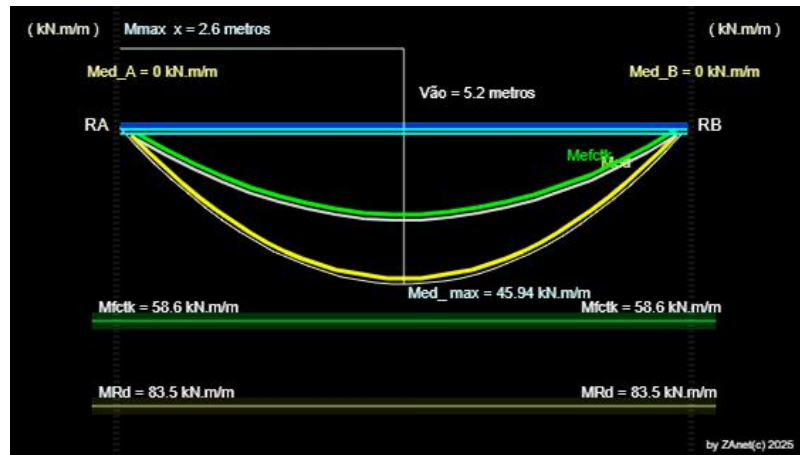

A.7 RESULTADOS DE ANÁLISE MODAL DO MODELO CS_MON

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Massa modal em X (%)	Massa modal em Y (%)
1	1,34	0,74	23,76	6,3
2	1,98	0,51	0,39	42,01
3	2,89	0,35	24,32	1,93
4	4,31	0,23	4,03	0,12
5	5,57	0,18	5,27	0,82
6	6,72	0,15	0	0,21
7	8,16	0,12	0	15,6
8	8,66	0,12	1,99	0,05
9	8,76	0,11	0,01	0,01
10	9,07	0,11	0,31	0,1
11	9,32	0,11	5,21	2,21
12	9,69	0,1	0,35	0,15
13	10,05	0,1	1,19	0,76
14	11,05	0,09	0,01	0
15	11,14	0,09	0,03	0,01
16	11,29	0,09	0	0
17	11,42	0,09	0,02	0
18	12,42	0,08	0,46	0,08
19	12,55	0,08	0,11	0
20	12,64	0,08	0,08	0,01
21	12,85	0,08	0,4	0,12
22	12,91	0,08	0,04	0,02
23	13,79	0,07	0,98	0,04

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Massa modal em X (%)	Massa modal em Y (%)
24	13,9	0,07	0,4	0,44
25	13,97	0,07	0,45	7,35
26	14,02	0,07	0	0,2
27	14,03	0,07	0	0,08
28	14,12	0,07	0,48	0,83
29	14,24	0,07	3,1	0,12
30	14,92	0,07	1,6	3,13
31	15,03	0,07	0,02	0,05
32	15,05	0,07	0,01	0,1
33	15,12	0,07	0,21	0,2
34	15,27	0,07	0,03	0
35	15,79	0,06	1,33	1,6
36	16,01	0,06	0	0,02
37	16,24	0,06	4,47	0,15
38	16,99	0,06	0,13	1,55
39	17,35	0,06	0,12	1,17
40	17,58	0,06	0,16	0,33
41	17,8	0,06	0	0
42	17,9	0,06	0	0,05
43	18,16	0,06	0,06	4,13
44	18,34	0,05	0	0,03
45	18,4	0,05	0	0,01
46	18,62	0,05	0,07	0,02
47	18,7	0,05	0,01	0,1
48	18,83	0,05	0,22	0

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Massa modal em X (%)	Massa modal em Y (%)
49	18,93	0,05	0	0
50	19,23	0,05	0,02	0,01
51	19,62	0,05	0,32	0,01
52	19,67	0,05	0,39	0,04
53	20,06	0,05	0	0,03
54	20,16	0,05	0,01	0,03
55	20,38	0,05	0,04	0,14
56	20,45	0,05	0	0
57	20,52	0,05	0	0
58	20,55	0,05	0,01	0,01
59	20,7	0,05	0	0,06
60	20,85	0,05	0,06	0,03

A.8 DIAGRAMAS DE ESFORÇOS E DEFORMADAS DA SOLUÇÃO P150/200 [3]



A.9 RESULTADOS DE ANÁLISE MODAL DO MODELO CS_PF

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Massa modal em X (%)	Massa modal em Y (%)
1	1,31	0,76	24,22	5,03
2	1,96	0,51	0,26	42,73
3	2,7	0,37	16,57	1,19
4	3,47	0,29	9,74	0,68
5	5,22	0,19	4,38	0,79
6	5,82	0,17	0,59	0,06
7	6,7	0,15	0	0,47
8	7,55	0,13	0,03	11,09
9	8,18	0,12	5,24	0
10	8,27	0,12	2,89	0,03
11	8,38	0,12	0	0,78
12	8,72	0,11	0,06	1,82
13	8,77	0,11	0,56	3,08
14	9,32	0,11	0	0,17
15	10,09	0,1	0,01	0,06
16	10,42	0,1	0,14	0
17	10,96	0,09	0,06	0,19
18	10,99	0,09	0,1	0,14
19	11,19	0,09	0,02	0
20	11,24	0,09	0	0
21	12	0,08	3,32	0,11
22	12,48	0,08	0,01	2,98
23	12,62	0,08	0,01	0

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Massa modal em X (%)	Massa modal em Y (%)
24	12,67	0,08	0,15	0,02
25	12,7	0,08	0,11	0,17
26	13,11	0,08	0,02	0,14
27	13,19	0,08	0,06	0,69
28	13,5	0,07	0,07	0,01
29	13,92	0,07	0,44	0,02
30	13,99	0,07	0,08	0,09
31	14,01	0,07	0,11	0,25
32	14,16	0,07	0,85	0,02
33	14,22	0,07	0,23	0,02
34	14,36	0,07	0,78	0,43
35	14,57	0,07	0,95	8,49
36	15,01	0,07	0,19	0,06
37	15,08	0,07	0,05	0,43
38	15,1	0,07	0,11	0,03
39	15,23	0,07	0,13	0
40	15,47	0,06	0,28	0,17
41	15,66	0,06	0,08	0,25
42	15,75	0,06	1,76	0,72
43	15,92	0,06	1,13	2,3
44	16,02	0,06	3,78	0,27
45	16,29	0,06	0,45	0,02
46	16,69	0,06	0	0,2
47	16,86	0,06	0,21	0,37
48	17,11	0,06	0,32	0,03

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Massa modal em X (%)	Massa modal em Y (%)
49	17,15	0,06	0	0
50	17,3	0,06	0,03	0,98
51	17,51	0,06	0,44	0,17
52	17,63	0,06	0,49	0,11
53	17,65	0,06	0,21	0
54	17,75	0,06	0	0
55	17,95	0,06	0	0,01
56	18,05	0,06	0,01	1,33
57	18,21	0,05	0,01	0,1
58	18,37	0,05	0	0
59	18,52	0,05	0,03	1,21
60	18,65	0,05	0,19	1,18
61	18,79	0,05	0	0,23
62	19,07	0,05	0,04	0,23
63	19,16	0,05	0,02	0,19
64	19,63	0,05	0,06	0,01
65	19,79	0,05	0	0,03
66	19,87	0,05	0	0
67	20,19	0,05	0,01	0,01
68	20,26	0,05	0	0,02
69	20,3	0,05	0	0,09
70	20,56	0,05	0	0
71	20,79	0,05	0,1	0,02
72	20,85	0,05	0	0,06
73	21,23	0,05	0,01	0,01

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Massa modal em X (%)	Massa modal em Y (%)
74	21,35	0,05	0,03	0,08
75	21,64	0,05	0,02	0,03
76	21,83	0,05	0,01	0,02
77	21,89	0,05	0,02	0
78	22,09	0,05	0,04	0,08
79	22,2	0,05	0	0,01
80	22,5	0,04	0	0
81	22,63	0,04	0	0
82	22,92	0,04	0,03	0,02
83	23,13	0,04	0,01	0,21
84	23,25	0,04	0,01	0,03
85	23,31	0,04	2,6	0,01
86	23,57	0,04	0,02	0,01
87	23,89	0,04	0	0,05
88	23,91	0,04	0,53	0,19
89	24,06	0,04	0,03	0
90	24,15	0,04	0,05	0,07
91	24,25	0,04	0,01	0,03
92	24,39	0,04	0	0,01
93	24,58	0,04	0	0
94	24,63	0,04	0,01	0
95	24,83	0,04	0	0
96	24,94	0,04	0,02	0,04
97	25,26	0,04	0,01	0,05
98	25,4	0,04	0,05	0,02

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Massa modal em X (%)	Massa modal em Y (%)
99	25,57	0,04	0	0,02
100	25,63	0,04	0	0

