

ANÁLISE SÍSMICA DE UM EDIFÍCIO CONSTITUÍDO POR ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS DE BETÃO

PEDRO NUNO DO CARMO FERREIRA

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

Coorientador: Engenheiro António Manuel da Cunha Monteiro

JUNHO DE 2023

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2022/2023

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

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 - 2022/2023 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2023*.

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 começar por agradecer ao Professor Doutor Humberto Varum pela orientação e transmissão de conhecimentos não só na elaboração da presente dissertação, mas também ao longo de todo o meu percurso académico.

Ao Doutor José Melo pela coorientação, pelo apoio nas medições realizadas na obra e na obtenção dos resultados.

A todos os Engenheiros da A400, em particular ao Engenheiro Ricardo Carriço, à Engenheira Patrícia Carreira e ao Engenheiro Nuno Inácio, por toda a disponibilidade prestada em todos os aspetos em análise e pelas ideias sugeridas para a melhor realização da dissertação.

À empresa A400 – Projetistas e Consultores de Engenharia, Lda., com um especial agradecimento ao Engenheiro António Monteiro, pela possibilidade de realizar este trabalho em ambiente empresarial, fornecendo todas as condições possíveis para a melhor realização do mesmo.

À Efipro por permitir a utilização do edifício como caso de estudo da presente tese, bem como possibilitar a realização de medições em obra.

A todos os professores que, durante todos os anos, demonstraram apaixonadamente o seu interesse pela Engenharia Civil, despertando em mim um crescente interesse pela área e motivando-me a adquirir novos conhecimentos.

Aos meus colegas e amigos por todo o apoio prestado, especialmente ao Pedro e ao Ricardo que sempre me motivaram e encorajaram em todas as etapas desta jornada.

À Inês por todo o amor, carinho, compreensão e incentivo para ultrapassar todas as dificuldades.

A toda a minha família, em especial aos meus pais, por toda a educação e conhecimento que me transmitiram e por sempre acreditarem em mim.

Obrigado.

RESUMO

Atualmente, o aumento da preocupação com a sustentabilidade e o aumento dos custos de mão de obra e materiais têm revolucionado o setor da construção. A pré-fabricação promete responder a estes e outros desafios, contudo o conhecimento do comportamento sísmico das estruturas pré-fabricadas é escasso e o receio, por parte dos engenheiros civis, de utilizar esta técnica em zonas de elevada sismicidade é bastante significativo.

No presente trabalho, é, após pesquisa bibliográfica, inicialmente explorado o estado de conhecimento da pré-fabricação em edifícios habitacionais e industriais, bem como a legislação existente para a realização de projetos de edifícios constituídos por elementos estruturais pré-fabricados de betão face à ação sísmica, principalmente o Eurocódigo 8.

O principal objetivo da presente dissertação é analisar e compreender a resposta sísmica de um edifício pré-fabricado, projetado pela empresa A400 – Projetistas e Consultores de Engenharia, Lda., e para isso foram desenvolvidos vários modelos de cálculo, no *software* ETABS, nos quais foram variadas as tipologias das ligações e as ações sísmicas que nelas atuavam. A análise de cada modelo foi bastante relevante para a compreensão da influência das ligações na resposta dinâmica da estrutura e perceber quais os impactos que uma ação sísmica de valor mais elevado provoca nos esforços e deslocamentos da estrutura.

Posteriormente, através de medições realizadas *in situ*, foram comparadas as frequências e modos de vibração do projeto realizado com os resultados obtidos pela análise e tratamento das acelerações no programa ARTEMIS.

Os resultados obtidos da análise sísmica revelaram que o comportamento da estrutura em estudo é distinto de acordo com a tipologia de ligações viga-pilar permitindo explorar de melhor forma a ductilidade da estrutura. Face os resultados obtidos, a influência destas ligações evidencia bastante a necessidade da contínua investigação e desenvolvimento do conhecimento na área da pré-fabricação em zonas sísmicas.

PALAVRAS-CHAVE: Pré-fabricação, Ligações, Comportamento Sísmico, Eurocódigo 8, Medições.

ABSTRACT

Nowadays, the increasing concern with sustainability and the rising costs of labour and materials have been transforming the construction industry. Prefabrication promises to respond to these and other challenges, however the knowledge of the seismic behaviour of prefabricated structures is limited and the fear, on the part of engineers, of using this technique in areas of high seismicity is significant.

In the present work, after bibliographical research, the state of knowledge of prefabrication in residential and industrial buildings is initially explored as well as the existing legislation for the design of buildings made of precast concrete structural elements in relation to seismic action, mainly the Eurocode 8.

The main objective of this dissertation is to analyse and understand the seismic response of a precast building, designed by A400 - Projetistas e Consultores de Engenharia, Lda., and for this purpose several models were developed in ETABS software in which the types of connections and the seismic actions acting on them were varied. The analysis of each model was very relevant for understanding the influence of the connections on the dynamic response of the structure and to understand what impacts a higher seismic action causes in the efforts and displacements of the structure.

After that, through measurements taken *in situ*, the frequencies and vibration modes of the design were compared with the results obtained by the analysis and treatment of accelerations in the ARTeMIS program.

The results obtained from the seismic analysis revealed that the behaviour of the structure under study is distinct according to the type of beam-column connections, allowing a better exploration of the ductility of the structure. Considering the results obtained, the influence of these connections demonstrates the need for continued research and development of knowledge in prefabrication in seismic zones.

KEYWORDS: Prefabrication, Connections, Seismic Behaviour, Eurocode 8, Measurements.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1.INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS	1
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	2
2.PRÉ-FABRICAÇÃO EM BETÃO EM EDIFÍCIOS.....	3
2.1. GENERALIDADES	3
2.2. SUSTENTABILIDADE DO PROCESSO DE PRÉ-FABRICAÇÃO DE BETÃO	4
2.3. MATERIAIS	6
2.3.1. BETÃO	6
2.3.2. AÇO.....	7
2.4. PRÉ-FABRICAÇÃO NO MUNDO	8
2.5. PRÉ-FABRICAÇÃO EM PORTUGAL	9
2.6. VANTAGENS E DESVANTAGENS DA PRÉ-FABRICAÇÃO	11
2.7. PRINCIPAIS TIPOLOGIAS CONSTRUTIVAS	14
2.7.1. FUNDAÇÕES.....	14
2.7.2. PILARES.....	16
2.7.3. VIGAS	17
2.7.4. LAJES	18
2.7.5. PAREDES	22
2.8. TIPOS DE LIGAÇÕES	23
2.8.1. LIGAÇÃO PILAR-FUNDAÇÃO (PF).....	25
2.8.2. LIGAÇÃO VIGA-PILAR (VP).....	27
2.8.3. LIGAÇÃO VIGA-VIGA (VV)	33
2.8.4. LIGAÇÃO PILAR-PILAR (PP)	35
2.8.5. LIGAÇÃO PAINEL-PAINEL (PAPA).....	36
2.9. LIÇÕES DE SISMOS RECENTES	37
2.10. DESENVOLVIMENTOS RECENTES	40
3.NORMAS SÍSMICAS	43
3.1. INTRODUÇÃO.....	43
3.2. RSA E REBAP.....	43
3.3. EUROCÓDIGO 8 – 2010.....	44

3.3.1. REQUISITOS DE DESEMPENHO	45
3.3.2. SISTEMAS ESTRUTURAIS E COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	45
3.3.3. AÇÃO SÍSMICA	47
3.3.4. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	56
3.3.5. LIMITAÇÃO DE DANOS	58
3.3.6. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS	58
3.4. DRAFT EUROCÓDIGO 8 – 2022	64
3.5. NORMA NORTE-AMERICANA (ACI 318-19)	67
4. CASO DE ESTUDO	71
4.1. INTRODUÇÃO	71
4.2. APRESENTAÇÃO	71
4.3. MODELAÇÃO	75
4.3.1. GEOMETRIA	75
4.3.2. AÇÕES	78
4.3.3. COMBINAÇÕES	80
4.4. ANÁLISE SÍSMICA	81
4.4.1. REGULARIDADE ESTRUTURAL E TIPO DE ESTRUTURA	81
4.4.2. ANÁLISE MODAL	86
4.4.3. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM E VERIFICAÇÃO DE DANOS	89
4.5. ANÁLISE COMPARATIVA DO EDIFÍCIO COM DIFERENTE TIPOLOGIA DE LIGAÇÕES E SITUADO NUMA ZONA DE MAIOR SISMICIDADE	92
4.5.1. MODELAÇÃO	92
4.5.2. REGULARIDADE ESTRUTURAL E TIPO DE ESTRUTURA	93
4.5.3. ANÁLISE MODAL	95
4.5.4. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM E VERIFICAÇÃO DE DANOS	98
4.5.5. ESFORÇOS ATUANTES	100
4.6. MEDIÇÃO DINÂMICA DA ESTRUTURA	103
4.6.1. ASPETOS INICIAIS	103
4.6.2. METODOLOGIA	103
4.6.3. MODELAÇÃO	104
4.6.4. RESULTADOS DAS MEDIÇÕES EFETUADAS	106
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	111
5.1. CONCLUSÕES	111
5.2. RECOMENDAÇÕES DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	112
Bibliografia	113
ANEXOS	A1
POSIÇÕES DO CENTRO DE MASSA E CENTRO DE RIGIDEZ	A3
RESULTADOS INTERMÉDIOS PARA A VERIFICAÇÃO DA REGULARIDADE EM PLANTA	A5

RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL.....	A7
RESULTADOS INTERMÉDIOS DA VERIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM E DOS DESLOCAMENTOS DE PISO (E_ART)	A11
RESULTADOS INTERMÉDIOS DA VERIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM E DOS DESLOCAMENTOS DE PISO (E_MON).....	A15

ÍNDICE DE FIGURAS E GRÁFICOS

Fig. 2.1 - Constituição do betão convencional (BC) e betão auto-compactável (BAC) [9]	6
Fig. 2.2 - Prova de carga de uma viga pré-esforçada pré-fabricada [14]	9
Fig. 2.3 - Vigas pré-fabricadas aplicadas no Viaduto Central [17]	10
Fig. 2.4 - Aplicação da pré-fabricação na bancada do Estádio do Dragão [20]	11
Fig. 2.5 - Exemplos de elementos pré-fabricados aplicados em edifícios [8]	14
Fig. 2.6 - Ligação pilar-fundação em cálice [8]	15
Fig. 2.7 - Cravação de uma estaca pré-fabricada [26]	15
Fig. 2.8 - Pilar de secção irregular [11]	16
Fig. 2.9 - Soluções de pilares pré-fabricados [24]	17
Fig. 2.10 - Geometrias correntes de vigas internas [8]	18
Fig. 2.11 - Geometrias correntes de vigas externas [8]	18
Fig. 2.12 - Sistema de cofragem para laje aligeirada de vigotas [29]	19
Fig. 2.13 - Sistema de cofragem para laje <i>in situ</i> [28]	19
Fig. 2.14 - Corte transversal de uma laje aligeirada de vigotas	19
Fig. 2.15 - Corte transversal de uma laje alveolar com lajeta de compressão	20
Fig. 2.16 - Corte transversal de uma laje duplo "T" com lajeta de compressão	20
Fig. 2.17 - Ligação entre duas paredes pré-fabricadas [8]	22
Fig. 2.18 - Distinção entre junta e ligação [32]	23
Fig. 2.19 - Classificação das ligações [32]	24
Fig. 2.20 - Ligação com cálice [35]	26
Fig. 2.21 - Ligação aparafusada [8]	27
Fig. 2.22 - Tipologias de ligações viga-pilar [8]	28
Fig. 2.23 - Ligação viga-pilar articulada	28
Fig. 2.24 - Ligação viga-pilar com nós articulados ocultos (caso de estudo)	29
Fig. 2.25 - Tipologias de ligações com continuidade [32]	30
Fig. 2.26 - Pormenor de uma ligação contínua [8]	30
Fig. 2.27 - Ligação híbrida	31
Fig. 2.28 - Resposta de uma estrutura com nós: a) monolíticos; b) híbridos; c) articulados [39]	31
Fig. 2.29 - Resposta de uma estrutura com nós semelhantes a monolíticos face a ações gravíticas [8]	32
Fig. 2.30 - Resposta de uma estrutura com nós semelhantes a monolíticos face a ações horizontais [8]	32

Fig. 2.31 - Comportamento de uma estrutura com nós articulados face a ações gravíticas [8]	33
Fig. 2.32 - Comportamento de uma estrutura com nós articulados face a ações horizontais [8]	33
Fig. 2.33 - Ligação viga-viga articulada [40]	34
Fig. 2.34 - Ligações viga-viga com continuidade [33]	34
Fig. 2.35 - Ligação viga-viga pré-fabricada [41]	35
Fig. 2.36 - Ligações pilar-pilar: a) varões soldados; b) varões ligados através de conectores [32]	35
Fig. 2.37 - a) Ligação pilar-pilar através de bainhas; b) Pormenor das bainhas no pilar superior [32]	36
Fig. 2.38 - Variação da resistência ao corte de uma ligação painel-painel de acordo com a indentação [32]	37
Fig. 2.39 - Ligação painel-painel para zonas de sismicidade elevada [31]	37
Fig. 2.40 - a) Rotura da base do pilar [43]; b) Falha de um pilar curto [42]	38
Fig. 2.41 - Definição de <i>dowel</i>	39
Fig. 2.42 - Formação de rótulas plásticas nas extremidades das vigas [44]	39
Fig. 2.43 - a) Solução de viga metálica para apoio de lajes (Peikko) ; b) Acopladores mecânicos (Halfen)	40
Fig. 2.44 - Solução para ligação de painéis [45]	41
Fig. 3.1 - Classificação do sistema estrutural [47]	46
Fig. 3.2 - Influência do coeficiente de comportamento nas forças sísmicas atuantes	47
Fig. 3.3 - Zonamento sísmico em Portugal continental [46]	48
Fig. 3.4 - Divisão do espectro em regiões de parâmetros constantes	51
Fig. 3.5 - Definição dos efeitos de segunda ordem [52]	57
Fig. 3.6 - a) Ligações fora das zonas críticas; b) Ligações dentro da zona crítica, mas sobredimensionadas; c) Ligações dúcteis em grandes painéis; d) Ligações dúcteis de continuidade dentro das zonas críticas [46]	60
Fig. 3.7 - Localização da armadura nas ligações verticais entre painéis [46]	63
Fig. 3.8 - Alterações e correspondências das classes de ductilidade (EC8-2010 vs. <i>Draft</i> EC8-2022) [47]	64
Fig. 3.9 - Espectro de resposta proposto no <i>draft</i>	65
Fig. 3.10 - Cronograma das secções da norma ACI 318-19 afetas aos diferentes tipos de estruturas [54]	68
Fig. 3.11 - Exemplos da norma de ligações SMF [53]	69
Fig. 4.1 - Localização do edifício em estudo [55]	72
Fig. 4.2 - Modelo tridimensional da estrutura do edifício	72
Fig. 4.3 - Planta do piso tipo (Pisos 1 até 11)	73
Fig. 4.4 - Planta da cobertura	73

Fig. 4.5 - Alçados do edifício	74
Fig. 4.6 - Pormenor da ligação viga-pilar	74
Fig. 4.7 - Exemplos de compatibilização viga-laje do edifício.....	75
Fig. 4.8 - Planta estrutural de um piso tipo modelada no <i>software</i> ETABS.....	76
Fig. 4.9 - Excentricidade do apoio da viga	77
Fig. 4.10 - Simulação das paredes de alvenaria.....	77
Fig. 4.11 - Modelo tridimensional das escadas.....	79
Fig. 4.12 - Deformada do: a) primeiro modo; b) segundo modo; c) terceiro modo; d) quarto modo; e) quinto modo.....	88
Fig. 4.13 - Deformada: a) pórtico; b) parede [48].....	90
Fig. 4.14 - Diferenças na modelação das ligações. a) Ligações articuladas; b) Ligações monolíticas	92
Fig. 4.15 - Deformada do: a) primeiro modo; b) segundo modo; c) terceiro modo; d) quarto modo; e) quinto modo do modelo com ligações semelhantes a monolíticas.....	97
Fig. 4.16 - Comparação da inclinação do campo de compressões no dimensionamento da parede, em kN.m	102
Fig. 4.17 - Comparação do momento fletor de dimensionamento para os modelos E_Art_AS e E_Mon_AS	102
Fig. 4.18 - Equipamento utilizado: a) acelerómetros; b) dispositivo de aquisição; c) computador	103
Fig. 4.19 - Localização em planta dos acelerómetros	104
Fig. 4.20 - a) Modelo em ETABS; b) Ponto de situação no dia 31/05/2023	105
Fig. 4.21 - Deformada do: a) primeiro modo; b) segundo modo; c) terceiro modo do modelo associado às medições realizadas	106
Fig. 4.22 - Representação de uma senoide no domínio das frequências [58].....	107
Fig. 4.23 - Deformada do: a) primeiro modo; b) segundo modo; c) terceiro modo resultante das medições realizadas.....	109
Gráfico 2.1 - Índice de custos salariais no setor da construção na EU [3]	3
Gráfico 2.2 - Número de publicações sobre sustentabilidade (Scopus)	4
Gráfico 2.3 - Relaxação dos cordões [12]	8
Gráfico 2.4 - Índice de custos de construção de habitação nova [21]	12
Gráfico 2.5 - Redução da resistência do betão com a temperatura [34]	25
Gráfico 4.1 - Espectro de resposta de projeto	80
Gráfico 4.2 - Variação da rigidez em altura.....	84
Gráfico 4.3 - Massa modal mobilizada	87
Gráfico 4.4 - Deslocamentos, em mm, por piso (Tipo 2)	89

Gráfico 4.5 - Deslocamentos, em mm, por piso (Tipo 1)	89
Gráfico 4.6 - <i>Drift's</i> , em mm, por piso (Tipo 1)	89
Gráfico 4.7 - <i>Drift's</i> , em mm, por piso (Tipo 2)	89
Gráfico 4.8 - Forças de corte, em kN, por piso (Tipo 1).....	90
Gráfico 4.9 - Forças de corte, em kN, por piso (Tipo 2).....	91
Gráfico 4.10 - Efeitos de segunda ordem (Tipo 1)	91
Gráfico 4.11 - Efeitos de segunda ordem (Tipo 2)	91
Gráfico 4.12 - Massa modal mobilizada para a estrutura com ligações semelhantes a monolíticas ...	96
Gráfico 4.13 - Comparativo do deslocamento, em mm, por piso para os diferentes modelos	98
Gráfico 4.14 - Influência do coeficiente de comportamento nos efeitos P-Δ (Direção X).....	99
Gráfico 4.15 - Influência do coeficiente de comportamento nos efeitos P-Δ (Direção Y).....	99
Gráfico 4.16 - Influência das ligações nos efeitos P-Δ (Tipo 1)	100
Gráfico 4.17 - Influência das ligações nos efeitos P-Δ (Tipo 2)	100
Gráfico 4.18 - Comparativo dos esforços de corte atuantes e de dimensionamento nos diferentes modelos, em kN.....	101
Gráfico 4.19 - Representação das acelerações, em m/s ² , registadas nos primeiros 0,5s (primeiro momento)	107
Gráfico 4.20 - Identificação das frequências naturais da estrutura.....	108

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Energia produzida para produção de pisos [7]	5
Quadro 2.2 - Características de betões de baixa e elevada resistência segundo o EC2.....	7
Quadro 2.3 - Dimensões das secções para diferentes tipos de betão	7
Quadro 2.4 - Características do aço para as diferentes classes	8
Quadro 2.5 - Vantagens da pré-fabricação	13
Quadro 2.6 - Desvantagens da pré-fabricação	13
Quadro 2.7 - Dimensões padrão de pilares [27]	16
Quadro 2.8 - Tipologias de lajes pré-fabricadas e as suas características [30]	21
Quadro 3.1 - Constituição do Eurocódigo 8 [46]	44
Quadro 3.2 - Valores de referência P_R , T_L e T_R [46]	45
Quadro 3.3 - Valor do parâmetro q_0 [46]	47
Quadro 3.4 - Aceleração máxima de referência de acordo com a zona sísmica [46]	49
Quadro 3.5 - Classes de importância para edifícios, a_{gR} [46]	49
Quadro 3.6 - Coeficientes de importância, γ_s [46].....	50
Quadro 3.7 - Tipos de terreno [46]	52
Quadro 3.8 - Valores dos parâmetros para a ação sísmica Tipo 1 [46]	53
Quadro 3.9 - Valores dos parâmetros para a ação sísmica Tipo 2 [46]	54
Quadro 3.10 - Coeficiente de combinação associado à tipologia de ocupação do edifício, ϕ [46]	55
Quadro 3.11 - Fator de amplificação dos esforços sísmicos, α [46]	58
Quadro 3.12 - Fator de redução do coeficiente de comportamento, k_p	61
Quadro 3.13 - Disposições das estruturas moldadas in situ a aplicar nas estruturas pré-fabricadas..	62
Quadro 3.14 - Disposições adicionais.....	62
Quadro 3.15 - Exigências para ligações verticais de painéis pré-fabricados	63
Quadro 3.16 - Espessuras mínimas da lâmina de compressão	64
Quadro 3.17 - Classificação das ligações viga-pilar em estruturas resistentes a momentos	66
Quadro 3.18 - Regras adicionais para as estruturas pré-fabricadas de betão	67
Quadro 3.19 - Coeficiente de atrito, μ	69
Quadro 3.20 - Requisitos para ligações SMF fortes segundo o ACI 318-19.....	69
Quadro 4.1 - Comparação dos esforços atuantes e da resistência da laje alveolar utilizada	75
Quadro 4.2 - Materiais utilizados nos elementos estruturais	76
Quadro 4.3 - Recobrimentos adotados nos elementos estruturais.....	76

Quadro 4.4 - Valores das ações consideradas	78
Quadro 4.5 - Valores das ações das escadas	79
Quadro 4.6 - Valores dos parâmetros associados à ação sísmica.....	80
Quadro 4.7 - Coeficientes de combinação, ψ_E , considerados	81
Quadro 4.8 - Regularidade em altura.....	82
Quadro 4.9 - Forças consideradas para definir o sistema estrutural	82
Quadro 4.10 - Rigidez de translação na direção X e Y e rigidez de torção do edifício	83
Quadro 4.11 - Verificações da condição 4.2.3.2 (6) b)	85
Quadro 4.12 - Verificações da condição 4.2.3.2 (6) a)	85
Quadro 4.13 - Regularidade em planta.....	86
Quadro 4.14 - Períodos e frequências associados a cada modo de vibração	87
Quadro 4.15 – Designação dos modelos.....	93
Quadro 4.16 – Comparação das ações sísmicas consideradas.....	93
Quadro 4.17 - Verificações da condição 4.2.3.2 (6) b) do modelo com ligações monolíticas	94
Quadro 4.18 - Verificações da condição 4.2.3.2 (6) a) do modelo com ligações monolíticas	94
Quadro 4.19 – Distribuição das forças de corte pelos elementos estruturais	95
Quadro 4.20 - Períodos e frequências associados a cada modo de vibração do modelo com ligações semelhantes a monolíticas.....	95
Quadro 4.21 - Coeficientes de comportamento adotados para cada modelo	98
Quadro 4.22 - Períodos e frequências dos primeiros 5 modos de vibração.....	106
Quadro 4.23 - Variação da frequência entre o modelo e a medição <i>in situ</i>	108

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

BC	Betão convencional
BAC	Betão auto-compactável
CO ₂	Dióxido de carbono
DC1	Classe de ductilidade 1
DC2	Classe de ductilidade 2
DC3	Classe de ductilidade 3
DCH	Classe de ductilidade alta
DCL	Classe de ductilidade baixa
DCM	Classe de ductilidade média
E_Art_AS	Estrutura com ligações viga-pilar articulados e com ação sísmica elevada
E_Art_Ref	Estrutura com ligações viga-pilar articulados e com ação sísmica de referência
E_Mon_AS	Estrutura com ligações viga-pilar semelhantes a monolíticos e com ação sísmica elevada
E_Mon_Ref	Estrutura com nós viga-pilar semelhantes a monolíticos e com ação sísmica de referência
E_Mon_Ref_Comp	Estrutura com nós viga-pilar semelhantes a monolíticos e com ação sísmica de referência (com coeficiente de comportamento igual a 1,5)
EC2	Eurocódigo 2, EN 1992-1-1:2004
EC8	Eurocódigo 8, EN 1998-1:2010
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite último
EU	União Europeia
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Fig.	Figura
RCP	Restantes cargas permanentes
REI	Requisitos de resistência ao fogo (R – Capacidade de suporte de carga, E – Estanquidade às chamas e gases quentes, I – Isolamento térmico)
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
b_{max}	Maior dimensão da secção do pilar
b_w	Espessura do painel

c_u	Resistência ao corte não drenado do solo
d_r	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos (<i>drift</i>)
d_{xi}	Deslocamento do piso i na direção x
d_{yi}	Deslocamento do piso i na direção y
e_{ox}	Distância entre o centro de gravidade e o centro de rigidez, segundo a direção x
e_{oy}	Distância entre o centro de gravidade e o centro de rigidez, segundo a direção y
f	Frequência de vibração
f_a	Força de amortecimento
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
$f_{ck,cube}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade em provetes cúbicos
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
f_e	Força elástica
f_i	Força de inércia
f_y	Tensão de cedência das armaduras
h_i	Espessura da camada i
$h_{s,cl}$	Altura livre entre pisos
k_p	Fator de redução associado à capacidade de dissipação de energia da estrutura pré-fabricada
l_{cr}	Comprimento da zona crítica
I_s	Raio de giração de massa do piso em planta
q	Coefficiente de comportamento
q_0	Valor básico do coeficiente de comportamento
q_D	Fator do coeficiente de comportamento associado à capacidade de deformação e dissipação de energia de uma estrutura fixa na base
q_p	Coefficiente de comportamento para estruturas pré-fabricadas
q_R	Fator do coeficiente de comportamento associado à sobrerresistência resultante da redistribuição dos efeitos da ação sísmica em estruturas redundantes
q_S	Fator do coeficiente de comportamento associado à sobrerresistência resultante de outras fontes
r_x	Raio de torção na direção x
r_y	Raio de torção na direção y
r_{zi}	Rotação do piso i em relação a z
x_{CM}	Posição do centro de massa em relação ao eixo x
x_{CR}	Posição do centro de rigidez em relação ao eixo x

y_{CM}	Posição do centro de massa em relação ao eixo y
y_{CR}	Posição do centro de rigidez em relação ao eixo y
A_{Ed}	Valor de cálculo da ação sísmica
A_{min}	Armadura mínima
A_{vf}	Área de armadura que atravessa o plano de corte
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_d	Valor de cálculo dos esforços
$E_{E,dx}$	Valor de cálculo dos efeitos devidos à componente horizontal x da ação sísmica
$E_{E,dy}$	Valor de cálculo dos efeitos devidos à componente horizontal y da ação sísmica
F_x	Força aplicada na direção x
F_y	Força aplicada na direção y
$G_{k,j}$	Valor característico da ação permanente j
K_M	Rigidez de torção
K_x	Rigidez lateral na direção x
K_y	Rigidez lateral na direção y
M	Momento aplicado
$M_{i,d}$	Momento no extremo de uma viga ou de um pilar
M_{pr}	Resistência à flexão provável dos elementos, com ou sem carga axial
$M_{Rb,i}$	Valor de cálculo do momento resistente de uma viga na extremidade i
$M_{Rc,i}$	Valor de cálculo do momento resistente de um pilar na extremidade i
M_{Rd}	Momento resistente
M_{Rz}	Massa modal mobilizada de rotação em torno do eixo z
M_{Ux}	Massa modal mobilizada de translação em relação ao eixo x
M_{Uy}	Massa modal mobilizada de translação em relação ao eixo y
N_{SPT}	Número de pancadas do ensaio SPT
P_R	Probabilidade de excedência
P_{tot}	Carga gravítica total
$Q_{k,j}$	Valor característico da ação variável j
S	Coeficiente do solo de cálculo
S_e	Força máxima provável em flexão, corte ou axial que pode desenvolver-se nas ligações devido ao mecanismo de comportamento inelástico
S_{max}	Coeficiente do solo máximo

S_n	Resistência nominal da ligação ao esforço transversal, axial ou flexão
S_y	Resistência à cedência da ligação
T	Período de vibração
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante; Número de anos
T_D	Limite inferior do período na região de deslocamento constante
T_R	Período de retorno
V_e	Força de corte de dimensionamento incluindo efeitos sísmicos
V_{Ed}	Força de corte atuante
V_{Ed}'	Força de corte de cálculo majorada
V_n	Capacidade de atrito de corte das ligações
V_{tot}	Força de corte sísmica total
V_x	Força de corte na direção x
V_y	Força de corte na direção y
α	Fator de amplificação dos esforços sísmicos
β	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
γ_I	Coeficiente de importância
γ_{Rd}	Coeficiente de incerteza
θ	Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos (<i>drift</i>)
μ	Coeficiente de atrito
ν	Coeficiente de redução dos deslocamentos entre pisos
v_i	Velocidade das ondas de corte na camada i
$v_{s,30}$	Velocidade média das ondas de corte
$\rho_{C,min}$	Percentagem mínima de armaduras longitudinais
φ	Coeficiente de combinação associado à tipologia de ocupação do edifício
ϕ	Fator de redução da resistência; Diâmetro
Ψ_{2i}	Coeficiente de combinação quase-permanente da ação variável Q_i
$\Psi_{E,i}$	Coeficiente de combinação para a ação variável i

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A temática da sustentabilidade na construção tem ganho um papel de destaque na prática da engenharia civil e a utilização da pré-fabricação de elementos estruturais tem sido impulsionada de forma a tentar combater as grandes emissões de CO₂ de que a indústria da construção é responsável. A utilização destes elementos apresenta diversas vantagens comparativamente com as estruturas moldadas *in situ*. No entanto, é fundamental garantir a fiabilidade estrutural dos edifícios que por eles são constituídos.

A ação sísmica tem um grande impacto na conceção e dimensionamento das estruturas, especialmente nas regiões mais a sul de Portugal. Nos passados anos, estas ações têm sido alvo de grande estudo por parte da comunidade científica, refletindo-se na quantidade de artigos publicados sobre esta temática. Um dos grandes indicadores da evolução do conhecimento nesta área são as normas publicadas para o correto dimensionamento dos edifícios à ação sísmica regulamentar e as exigências que estas requerem.

De modo a conceber estruturas pré-fabricadas onde as ações sísmicas podem ser condicionantes, é necessário analisar o comportamento destas estruturas e adotar soluções que melhorem o seu comportamento. O *know-how* relativamente ao tema é bastante escasso e pouco difundido na realidade da engenharia civil portuguesa comparativamente aos outros países da Europa, por isso é necessário um desenvolvimento sobre o tema por parte da comunidade científica.

Em síntese, é possível afirmar que a pré-fabricação é possivelmente o futuro da construção, mas para que tal seja possível, é necessário desenvolver o conhecimento na área, principalmente com o foco na resposta destas estruturas à ação sísmica.

1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS

A expansão da utilização da pré-fabricação em betão em Portugal e o escasso conhecimento face ao tema foram as grandes motivações para o desenvolvimento da presente dissertação. O tema mostrou-se, desde logo, desafiante pelo facto de a temática estar pouco desenvolvida no nosso país, permitindo aferir conclusões fracamente estudadas.

A possibilidade de observar os danos causados por sismos recentes em alguns edifícios pré-fabricados permitiu identificar os principais mecanismos de rotura e perceber as fragilidades destas estruturas nas zonas sísmicamente ativas. Nestes casos o comportamento das ligações é fundamental para a resposta da estrutura e para isso o seu estudo mereceu um papel de destaque para a realização da presente dissertação.

O trabalho foi concebido para atingir três objetivos. O primeiro consiste em analisar a resposta sísmica de um edifício habitacional onde foi aplicada a pré-fabricação dos elementos estruturais, seguindo-se a realização de um comparativo com uma solução cujas ligações se assemelham a ligações monolíticas. O objetivo final está relacionado com a comparação dos parâmetros dinâmicos da estrutura modelada com os parâmetros medidos *in situ*.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação apresenta cinco capítulos distintos.

No primeiro capítulo é realizada uma breve introdução sobre o tema em análise focando-se nos objetivos e motivações para a realização da mesma e na sua estrutura.

No segundo capítulo é apresentada a situação atual do conhecimento da pré-fabricação em edifícios e as suas implicações aquando da sua aplicação em zonas sísmicamente ativas. Apresentam-se também alguns tópicos relativamente às suas vantagens e desvantagens bem como as diferentes tipologias construtivas.

No terceiro capítulo é discutida a evolução normativa portuguesa associada ao dimensionamento sísmico de edifícios constituídos por elementos pré-fabricados bem como um exemplo de uma norma estrangeira afeta ao tema.

No capítulo seguinte apresenta-se um caso de estudo, onde são avaliados os parâmetros relativos à regularidade da estrutura, verificação dos deslocamentos relativos e dos efeitos de segunda ordem da estrutura real. Após a classificação dessa estrutura é realizada uma comparação da mesma estrutura, mas com ligações semelhantes a monolíticas e com aplicação de ações sísmicas diferentes (ação sísmica de referência e elevada ação sísmica). Por fim, é avaliada a medição realizada *in situ* com a estrutura modelada de forma a verificar as pressuposições realizadas.

No último capítulo são apresentadas as considerações finais, onde são descritas as principais conclusões, possíveis desenvolvimentos futuros relacionados com o tema e continuação do trabalho desenvolvido.

2

PRÉ-FABRICAÇÃO EM BETÃO EM EDIFÍCIOS

2.1. GENERALIDADES

As estruturas pré-fabricadas de betão diferenciam-se das estruturas monolíticas (estruturas moldadas *in situ*) visto que os elementos que as constituem são produzidos num local distinto daquele a que se destinam a ocupar na estrutura final. A técnica da pré-fabricação constitui uma atividade em constante evolução, representando um dos ramos mais importantes na industrialização do setor da construção e, mesmo reduzindo a atividade *in situ*, permite que a produção dos elementos seja mais repetitiva, podendo assim otimizar custos em cofragem, equipamento e em particular os custos de mão de obra [1].

Os materiais como betão, madeira e metal são os principais tipos de materiais que podem ser utilizados como matéria-prima para a produção de elementos pré-fabricados.

Em geral, as estruturas monolíticas e pré-fabricadas apresentam, face à ação do sismo, uma resposta distinta resultante principalmente das ligações entre os elementos estruturais, as quais alteram significativamente o comportamento estático e dinâmico da estrutura.

Atualmente, as ferramentas e a produção automatizada disponíveis no campo da arquitetura e da construção permitem uma maior eficiência e precisão na produção de elementos pré-fabricados, sem comprometer a criatividade e o engenho dos engenheiros projetistas [2]. A economia de mão de obra e necessidade da sua redução, a precisão das formas das peças acabadas, o melhor acabamento das peças e a pressão dos prazos de execução justificam a utilização da pré-fabricação. O aumento dos custos salariais no setor da construção é apresentado no Gráfico 2.1.

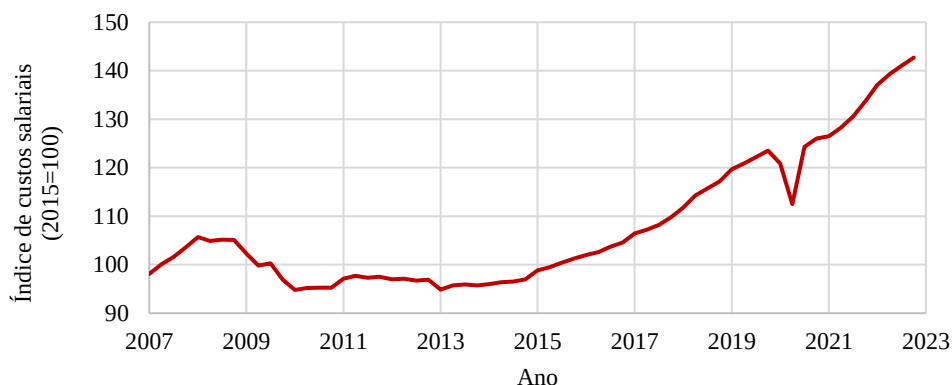


Gráfico 2.1 - Índice de custos salariais no setor da construção na EU [3]

A pré-fabricação pode ser empregue em edifícios de habitação, edifícios industriais, escritórios ou pontes e a sua aplicação pode ser apenas em alguns elementos ou na totalidade do edifício. De seguida, elencam-se os elementos que podem constituir a estrutura dos edifícios:

- Pilares e vigas pré-fabricadas;
- Pavimentos integralmente pré-fabricados (lajes alveolares isoladas ou em conjunto com uma lâmina de betão de compressão betonada *in situ*), lajes de vigotas pré-esforçadas ou pré-lajes;
- Paredes estruturais de fachada ou interiores;
- Escadas.

2.2. SUSTENTABILIDADE DO PROCESSO DE PRÉ-FABRICAÇÃO DE BETÃO

A sustentabilidade é definida pela Comissão Mundial do Ambiente e Desenvolvimento como a capacidade de satisfazer as necessidades do presente sem comprometer a capacidade das gerações futuras de satisfazerem as suas próprias necessidades e atualmente tem-se demonstrado um dos principais temas de discussão da sociedade. Esta tendência tem sido demonstrada pelo aumento das publicações relacionadas com o tema da sustentabilidade ao longo dos anos (Gráfico 2.2).

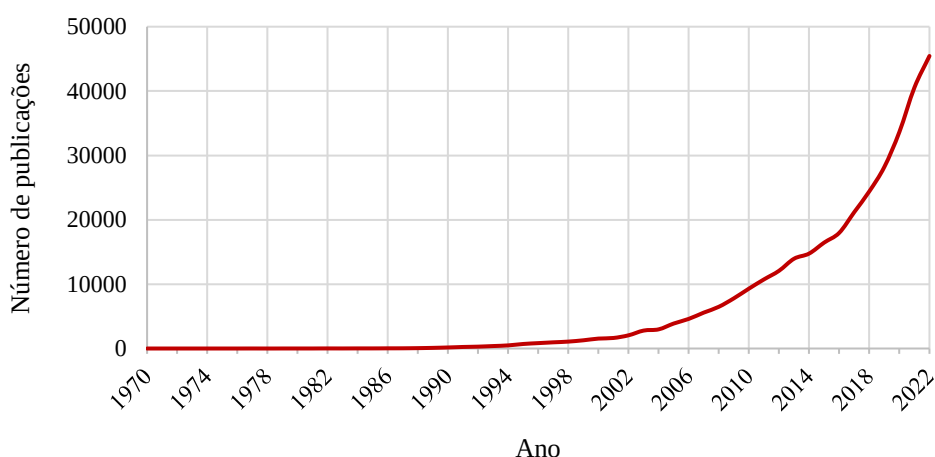


Gráfico 2.2 - Número de publicações sobre sustentabilidade (Scopus)

No setor da construção, a sustentabilidade tem sido amplamente abordada devido ao grande impacto ambiental do setor na produção de dióxido de carbono (CO_2), configurando 30% das emissões. A emissão de gases associados à produção de betão está principalmente relacionada com a produção de cimento que representa uma das principais atividades geradoras de emissões de CO_2 na construção (cerca de 8% das emissões totais de CO_2 anuais [4]), uma vez que para a produção de 1 tonelada deste material emite cerca de 1 tonelada de CO_2 para a atmosfera. Além disso, a indústria da construção é responsável pelo consumo de, aproximadamente, 3000 Mt/ano o que demonstra a insustentabilidade do setor. [5]

A sustentabilidade na construção assenta nos seguintes pilares [6]:

- Minimização dos custos de ciclo de vida;
- Garantir as condições de higiene e segurança nos trabalhos;
- Economia de água e energia;

- Maximização da durabilidade;
- Minimização da produção de resíduos;
- Utilização de materiais eco-eficientes.

Nos últimos anos, a crescente utilização de betão pré-fabricado tem sido bastante benéfica para a sustentabilidade da indústria dado permitir a poupança de material devido à utilização de novas adições, entre os quais as cinzas volantes e sílicas de fumo, que permitem diminuir a utilização de constituintes poluentes, como o clínquer, e da otimização das dimensões dos elementos, traduzindo-se diretamente na poupança de energia necessária.

Um estudo realizado por Jouni Punkki permitiu comparar a energia necessária no fabrico de uma laje alveolar pré-fabricada com a energia necessária no fabrico de uma laje betonada *in situ* [7]. Os resultados são apresentados na Quadro 2.1 e evidenciam claramente uma diminuição no consumo energético na produção de lajes pré-fabricadas.

Quadro 2.1 - Energia produzida para produção de pisos [7]

Item	Alveolar [MJ/m ²]	<i>In situ</i> [MJ/m ²]
Cimento	186	389
Aço	45	60
Outras matérias-primas	15	23
Processo de fabrico	128	32
Transporte	28	42
Total	401	506

Além da contribuição para sustentabilidade na produção das estruturas, a pré-fabricação em betão permite aumentar o período de vida das mesmas, prevenindo futuras reparações que originariam novas produções de materiais, associadas a emissões de CO₂, e consumo de matérias-primas.

A produção dos elementos em fábrica torna mais acessível a reciclagem dos materiais resultantes de desperdícios e excessos do fabrico de betão pré-fabricado, no caso muito menores em comparação com os elementos moldados *in situ*, tais como betão com ou sem armadura, aço de armaduras ordinárias ou de perfis metálicos, betão fresco e águas residuais. É possível também a reutilização de cofragens metálicas e outros materiais necessários à produção dos elementos devido à grande repetibilidade bastante característica da pré-fabricação.

Os elementos pré-fabricados devido ao seu processo industrial têm um grau de qualidade muito maior que os elementos moldados *in situ*, fruto do controlo, da utilização de betões de maior classe de resistência e da aplicação de adjuvantes que não poderiam ser aplicados em obra, resultando no aumento da durabilidade e vida útil da estrutura e dos respetivos componentes que a constituem. É ainda possível aliar a durabilidade e a reutilização, fabricando elementos pré-fabricados que possam ser desmontados e utilizados noutra local mantendo a qualidade e desempenho esperados.

2.3. MATERIAIS

Nas estruturas pré-fabricadas os materiais de uso mais corrente são: o betão pré-fabricado aplicado no fabrico dos elementos estruturais, o aço para perfis metálicos, armaduras ordinárias, cabos de pré-esforço ou mesmo parafusos utilizados nas ligações.

2.3.1. BETÃO

O betão pré-fabricado é o betão que possui a melhor qualidade possível, tanto em termos de resistência como de durabilidade, uma vez que os materiais utilizados passam por um rigoroso procedimento de controlo de qualidade e muitas vezes os equipamentos de dosagem e mistura são unicamente controlados por computadores [8].

Com o decorrer dos anos, foram-se desenvolvendo novas técnicas de fabrico de betão para tentar diminuir custos e facilitar a sua aplicação. A utilização do betão convencional requer a utilização de equipamentos vibratórios, permitindo a remoção do volume de vazios existente no interior do betão, com o objetivo de atingir a resistência e durabilidade pretendida.

Geralmente, através da observação dos defeitos mais correntes em obra, é possível concluir que muitos destes defeitos estão relacionados com a deficiente utilização dos equipamentos referidos ao invés do comportamento do material. Desse modo, e com a necessidade de diminuir a utilização de vibração do betão em obra, a aplicação do betão auto-compactável nos elementos pré-fabricados foi crescendo.

No betão auto-compactável são empregues os mesmos materiais utilizados para o betão convencional, entre os quais o cimento, agregados, água, adições e adjuvantes, permitindo, apenas com o peso próprio do mesmo, preencher os espaços no interior da cofragem, consolidar-se e obter propriedades semelhantes ao betão convencional após ser vibrado. A aplicação deste betão conduz à diminuição de custos de mão de obra e equipamentos, bem como a melhoria da homogeneidade do betão e a possibilidade de enchimento de zonas densamente armadas onde a compactação é difícil [9]. No Fig. 2.1 é apresentada a diferença da constituição do betão convencional e do betão auto-compactável.

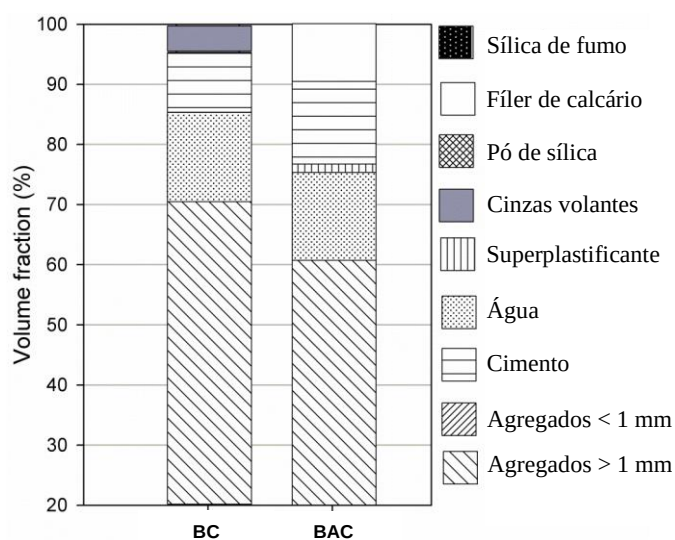


Fig. 2.1 - Constituição do betão convencional (BC) e betão auto-compactável (BAC) [9]

Segundo Zhu e Bartos, as principais diferenças entre a constituição do betão auto-compactável e do betão convencional estabelecem-se na diminuição da relação entre as quantidades de argamassa e agregado grosso levando ao aumento do volume de pasta, controlo da máxima dimensão do agregado e utilização de aditivos do tipo superplastificantes [10].

Devido à necessidade da construção de edifícios em altura, os edifícios experimentavam um aumento significativo das cargas verticais nos pilares o que levaria a secções de maior dimensão. Desse modo, a procura por betão de maior resistência foi crescendo e a indústria foi-se desenvolvendo. Em Chicago, a evolução do betão deste tipo foi bastante notória podendo observar-se, em apenas 10 anos, a progressão da resistência à compressão de cerca de 15 (20) MPa para 45 (60) MPa. Esta evolução é notória nas diferentes características das classes de betão presentes no EC2, Quadro 2.2.

Quadro 2.2 - Características de betões de baixa e elevada resistência segundo o EC2

	C16/20	C25/30	C50/60
f_{ck} [MPa]	16	25	50
$f_{ck,cube}$ [MPa]	20	30	60
f_{ctm} [MPa]	1,6	2,6	4,1
E_{cm} [MPa]	27000	31000	37000

Devido à elevada resistência em idades iniciais, os betões de elevada resistência são produtos que atraem as produtoras de elementos pré-fabricados que, apesar do maior custo do material, torna possível a fabricação destes produtos em série de forma mais económica. A redução das secções dos elementos, devido à maior resistência destes betões, leva a custos mais reduzidos no momento da fabricação. No caso de um pilar unicamente sujeito a uma força axial de 5000 kN e com uma percentagem de armadura de 1%, podemos observar no Quadro 2.3 a redução da secção do mesmo.

Quadro 2.3 - Dimensões das secções para diferentes tipos de betão

C25/30	C50/60
50x50 cm	35x40 cm

2.3.2. Aço

Em todos os elementos de betão, a utilização de armaduras ordinárias ou de pré-esforço é uma prática corrente, e normativa, por parte de todos os engenheiros de forma a melhorar o comportamento do betão à tração e precavendo o mesmo de fendas que possam ocorrer. As armaduras ordinárias podem ser classificadas em 3 classes: A, B e C, dependendo da sua ductilidade, sendo a classe B a mais comum. As características de cada classe são apresentadas no Quadro 2.4. Podem também ser classificadas de acordo com a sua resistência à tração e se tem um comportamento dúctil especial, sendo o tratamento térmico no processo de fabrico o responsável pelo diferente comportamento das armaduras. Para o

dimensionamento de edifícios sujeitos a ações sísmicas, o Eurocódigo 8 apenas permite a utilização de armaduras das classes B e C [11].

Quadro 2.4 - Características do aço para as diferentes classes

Classe	f_{yk} [MPa]	ϵ_{uk} [%]
A	400/500/600	$\geq 2,5$
B		$\geq 5,0$
C		$\geq 7,5$

Em complemento à armadura ordinária, a utilização de armaduras pré-esforçadas nos elementos pré-fabricados é prática corrente neste tipo de estruturas. Em geral, são utilizados fios, com ou sem indentação, de diâmetros compreendidos entre 2,5 e 8 mm ou cordões formados por 2, 3 ou 7 fios. Na pré-fabricação, estas armaduras são vulgarmente utilizadas nos elementos de laje, como painéis alveolares ou vigotas pré-esforçadas, e em vigas, permitindo reduzir substancialmente a secção dos elementos, diminuir as deformadas e prevenir a formação de fendas nos elementos em todas as fases da vida útil da estrutura [8].

A tendência à relaxação é um dos principais problemas do pré-esforço. Este efeito depende da classe de relaxação e do valor da força aplicada sendo um dos responsáveis pela perda da força aplicada nos cordões a longo prazo, originando a redução do efeito favorável do pré-esforço. É notório, no Gráfico 2.3, que o melhor desempenho dos cordões da classe 2 favorece a sua utilização em detrimento das restantes classes [12].

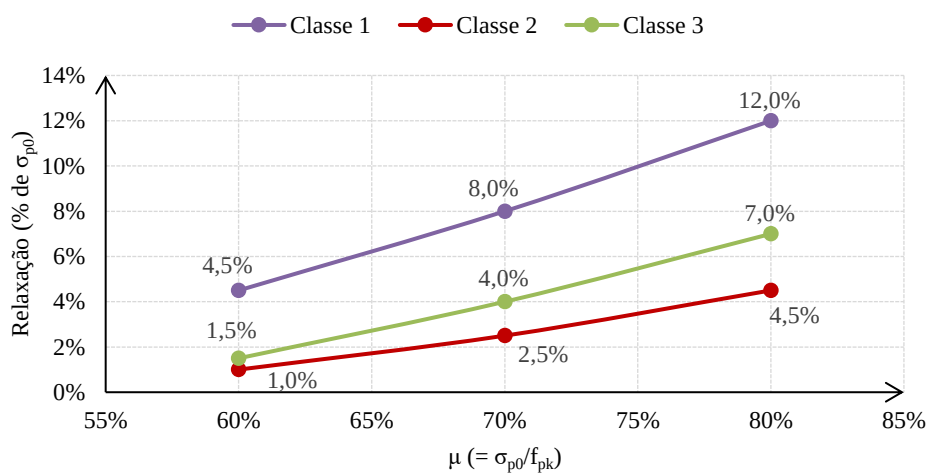


Gráfico 2.3 - Relaxação dos cordões [12]

2.4. PRÉ-FABRICAÇÃO NO MUNDO

Desde o início da humanidade, a busca da eficiência e diminuição do esforço para a realização das tarefas do dia-a-dia sempre foi um objetivo e é bastante evidente em todas as áreas.

Após a II Guerra Mundial, com a destruição das estruturas existentes, foi necessária a rápida reconstrução de grande número de habitações e infraestruturas e para isso recorreu-se à utilização de estruturas construídas através de elementos pré-fabricados devido à falta de mão de obra e de materiais de construção, mas também em virtude do desenvolvimento da técnica de pré-esforço.

O desenvolvimento da indústria da pré-fabricação foi bastante rápido, iniciando-se, num primeiro momento, na fabricação de lajes que permitiam a fácil e rápida montagem sem que fosse necessária a utilização corrente de cofragem e posteriormente foram adotadas soluções de vigas e pilares fabricados através de moldes que poderiam ser reutilizados futuramente. Na Fig. 2.2 apresenta-se uma prova de carga de uma viga pré-fabricada quando os modelos numéricos e analíticos não eram suficientes para demonstrar o verdadeiro comportamento do elemento.



Fig. 2.2 - Prova de carga de uma viga pré-esforçada pré-fabricada [14]

A difusão da pré-fabricação deu-se em muitos países como Itália, Espanha, Estados Unidos da América e Nova Zelândia, e o reflexo desta disseminação é o detalhe e a importância que as normas de cada país atribuem à pré-fabricação em edifícios industriais e habitacionais.

No sul da Europa, a Itália já antes da década de 40 utilizava, de modo limitado, o betão pré-fabricado com função estrutural resultado do estudo e produção de elementos pré-fabricados pelas empresas italianas face à destruição da segunda guerra [13]. Mais próximo de Portugal, Espanha expandiu a utilização desta técnica nos anos 50 através do desenvolvimento de novas técnicas de fabricação de elementos e do aumento da qualidade dos mesmos [14].

Apesar da aplicação da pré-fabricação em edifícios habitacionais após a segunda Grande Guerra, os edifícios industriais foram, em todo o mundo, os que demonstraram maior adesão à pré-fabricação devido à menor complexidade das suas estruturas, que usualmente apresentam plantas regulares, repetição de grande número de elementos e acabamentos menos exigentes que os edifícios habitacionais correntes [13].

2.5. PRÉ-FABRICAÇÃO EM PORTUGAL

Em Portugal, a pré-fabricação surge também após a segunda Guerra Mundial em sintonia com o desenvolvimento nos outros países da Europa. Inicialmente, foram fabricadas vigotas em betão armado e painéis de betão, utilizados como elementos estruturais para a construção de habitações de pequeno

porte e rapidamente foram surgindo as primeiras empresas cujo principal objetivo seria fabricar elementos pré-fabricados (vigotas, abobadilhas, tubos, ...).

O cálculo automático e o desenho assistido, geralmente conhecido como CAD (*computer-aided design*), foram impulsionadores nesta forma de construção, visto que permitiam dimensionar e conceber estruturas mais complexas e com maior número de pisos, constituídas por elementos em forma de duplo TT e lajes alveolares [15].

Em Portugal, face à crescente evolução e expansão da pré-fabricação, no ano de 1975, foi constituída a Associação Nacional dos Industriais de Prefabricação em Betão (ANIPB) com o objetivo de desenvolver a indústria.

A entrada de Portugal na Comunidade Europeia e a realização da Exposição Mundial de 1998 (EXPO98) em Portugal foram os responsáveis pela construção de novos edifícios que dispunham de um curto prazo de tempo para a sua realização. Com o apoio dos fundos provenientes da Europa, construções como a ponte Vasco da Gama, puderam aplicar a subdesenvolvida técnica, à época, de pré-fabricação de elementos estruturais.

Para a realização da construção da ponte, esta foi dividida em 5 troços, sendo que em dois deles foram aplicados elementos pré-fabricados. No troço denominado Viaduto Central, foram utilizadas vigas pré-fabricadas produzidas num estaleiro de grandes dimensões, construído para fabricar vários elementos a serem aplicados. Neste estaleiro, as vigas foram divididas em troços menores (Fig. 2.3) que posteriormente foram ligados através de pré-esforço de forma a totalizar os 78 metros de comprimento. No Viaduto Expo foram aplicadas aduelas pré-fabricadas posicionadas simetricamente em relação a ambos os pilares [16].



Fig. 2.3 - Vigas pré-fabricadas aplicadas no Viaduto Central [17]

A remodelação e construção de 10 novos estádios para a realização do Campeonato Europeu de Futebol, em 2004, foi uma grande oportunidade para as empresas construtoras implementarem novas técnicas de pré-fabricação. De forma a aumentar a rapidez e qualidade das infraestruturas desportivas foram utilizados vários elementos pré-fabricado como escadas, coberturas e bancadas. O Estádio do Algarve, o Estádio de Braga e o Estádio do Dragão são exemplos de destaque da aplicação pré-fabricação.

No Estádio do Algarve, foram utilizadas algumas soluções metálicas para a cobertura e bancadas provisórias, contudo, a solução de maior relevo foi a utilização de elementos pré-fabricados nas bancadas permanentes da infraestrutura. A emblemática cobertura do Estádio de Braga foi também executada através de elementos pré-fabricados colocados nas respetivas posições onde posteriormente foi colocada uma camada de betão *in situ* de solidarização no topo destes elementos [18].

Na cidade do Porto, o Estádio do Dragão revelou-se uma infraestrutura de referência a nível nacional na utilização de elementos pré-fabricados, uma vez que estes foram utilizados em grande escala. Algumas soluções utilizadas foram:

- Pavimentos integrando painéis pré-fabricados e pré-esforçados;
- Bancadas (Fig. 2.4), degraus e escadas de embasamento constituídos por elementos pré-fabricados;
- Painéis pré-fabricados aplicados nas zonas dos vomitórios e nas fachadas;
- Elementos arquitetónicos [19], [20].



Fig. 2.4 - Aplicação da pré-fabricação na bancada do Estádio do Dragão [20]

2.6. VANTAGENS E DESVANTAGENS DA PRÉ-FABRICAÇÃO

O betão pré-fabricado tem provado que merece maior destaque na indústria da construção graças ao seu caráter prático e económico que proporciona. Os construtores identificam que as obras *in situ* resultam em custos excessivos em mão de obra e materiais, estando cada vez mais abertos à utilização da pré-fabricação como desenvolvimento do método construtivo, tendo-se verificado a existência de projetos que usam esta técnica numa parte da estrutura ou mesmo na totalidade da mesma.

Segundo Elliott, a cota de mercado das estruturas pré-fabricadas, sem qualidade arquitetónica, é provavelmente de cerca de 5% do negócio de edifícios de vários andares. No entanto, a aplicação desta metodologia não é tão direta quanto aparenta, já que em alguns países, onde outros métodos construtivos ou materiais são fortemente utilizados e bem estudados, a utilização da pré-fabricação não consegue ser competitiva de forma a ser implementada e aprimorada nestes países [11].

A conceção de uma estrutura deve ter em consideração vários aspetos como a estética, funcionalidade e custo e a aplicação de elementos pré-fabricados nas estruturas correntes permite o alcance destas exigências. As técnicas de pré-fabricação apresentam diversas vantagens e desvantagens como qualquer método construtivo.

A aplicação da pré-fabricação nos edifícios pode reduzir os custos gerais da obra na medida em que permite reutilizar as cofragens metálicas utilizadas na cura dos elementos e reduzir custos relacionados com os materiais e mão de obra associados à produção dos elementos que nos últimos anos têm vindo a crescer como ilustra o Gráfico 2.4. Estes custos conseguem ser reduzidos em comparação com a produção de elementos em obra devido à automatização dos processos de fabrico e à otimização dos materiais utilizados.

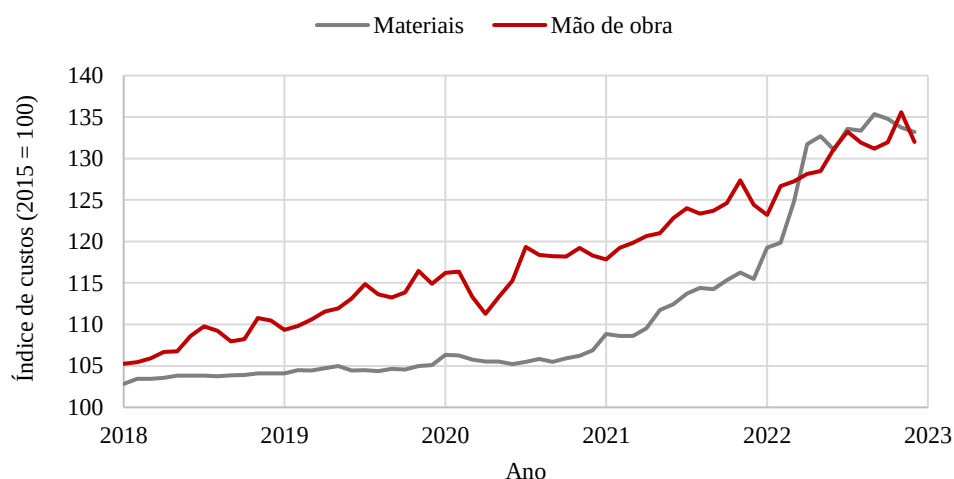


Gráfico 2.4 - Índice de custos de construção de habitação nova [21]

A fase mais lenta deste processo construtivo é a fabricação dos elementos, o que possibilita o melhor planeamento da obra, podendo executar-se tarefas em simultâneo e mais rapidamente. Durante esta etapa, a qualidade das peças é controlada através de ensaios de carga e de ultrassons, permitindo a correção de defeitos associados ao fabrico e melhorando a durabilidade das mesmas [22]. Durante o período de fabrico dos elementos, novas formas, cores e texturas podem ser exploradas e a reutilização dos moldes possibilita a uniformidade dos elementos, proporcionando uma melhoria estética à obra face às construções moldadas *in situ*.

Segundo a Pordata, em 2020, mais de 16% dos acidentes de trabalho ocorreram no setor da construção, resultantes de quedas, esmagamentos, choques, entre outros. Através da produção dos elementos em fábrica é possível desmobilizar mão de obra para locais mais seguros e reduzir a existência de cofragens e escoras em obra [23].

Após esta fase, a construção avança rapidamente uma vez que necessita apenas da montagem das peças em obra e é independente das condições atmosféricas que, em alguns casos, atrasam as obras.

A produção dos elementos pode acarretar algumas dificuldades, tanto durante o processo como nas atividades anteriores e posteriores ao mesmo. Inicialmente, na fase de conceção e dimensionamento, surgem alguns desafios relacionados com a falta de conhecimento por parte dos projetistas sobre o comportamento das estruturas pré-fabricadas e em particular das ligações que, face a ações sísmicas, apresentam características difíceis de determinar, como a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia. A falta de conhecimento do desempenho sísmico deste tipo de estruturas tem constituído um entrave à expansão da pré-fabricação em zonas onde as ações sísmicas são condicionantes para o comportamento da mesma [1].

Durante a fase de transporte e montagem advêm novas dificuldades associadas ao processo construtivo. Numa primeira fase, o peso das peças e as suas dimensões requerem meios de transporte de maior dimensão e exigem medidas de estabilização excecionais de forma a que não ocorram danos nos elementos. No decorrer da montagem é necessário ter em consideração os custos associados à utilização de máquinas que geralmente não são necessárias nas obras que envolvam betonagem *in situ*, como gruas móveis de maior dimensão, e as dificuldades intrínsecas à montagem das ligações visto que requerem materiais especiais e tempo adicionais para as concretizar de forma ideal.

No Quadro 2.5 e no Quadro 2.6 são sintetizadas as vantagens e dificuldades associadas ao processo de pré-fabricação de estruturas de betão.

Quadro 2.5 - Vantagens da pré-fabricação

Vantagens	
Custo	Reutilização de cofragens
	Utilização eficiente dos materiais
	Menor necessidade de mão de obra
Tempo	A construção avança mais rapidamente
	Melhor planeamento
	Descofragem mais cedo (utilização de aditivos)
Qualidade Durabilidade	Condições de fabrico favoravelmente controladas
	Controlo de qualidade prévio à aplicação
Estética	Uniformidade
	Utilização de cores e texturas no betão
	Novas formas
Segurança	Menos materiais, cofragens e trabalhadores em obra
Menores secções	Aplicação mais fácil e económica de pré-esforço

Quadro 2.6 - Desvantagens da pré-fabricação

Desvantagens	
Transporte	Meios de transporte especiais
	Possível instabilidade e dano dos camiões
Montagem	Difícil manuseamento das peças de grandes dimensões
	Custos das máquinas de apoio
Ligações	Elevado número de ligações
	Operações demoradas
	Utilização de materiais especiais
	Mau comportamento sísmico de ligações mal concebidas
Arquitetura	Propensão para a normalização dos componentes
Conhecimento	Pouco conhecimento do comportamento das estruturas

2.7. PRINCIPAIS TIPOLOGIAS CONSTRUTIVAS

A pré-fabricação assegura a alta qualidade dos materiais de construção e pode ser empregue em edifícios de habitação, industriais, escritórios ou pontes. A sua aplicação pode ser apenas em alguns elementos ou na totalidade do edifício, permitindo poupanças em tempo e custos de mão de obra e uma produtividade aumentada em 30 a 50% em comparação com as práticas correntes de betonagem *in situ* [2]. Vários elementos constituintes da estrutura de um edifício podem ser pré-fabricados, tais como:

- Fundações;
- Pilares;
- Vigas;
- Lajes;
- Paredes estruturais de fachada ou interiores;
- Escadas.

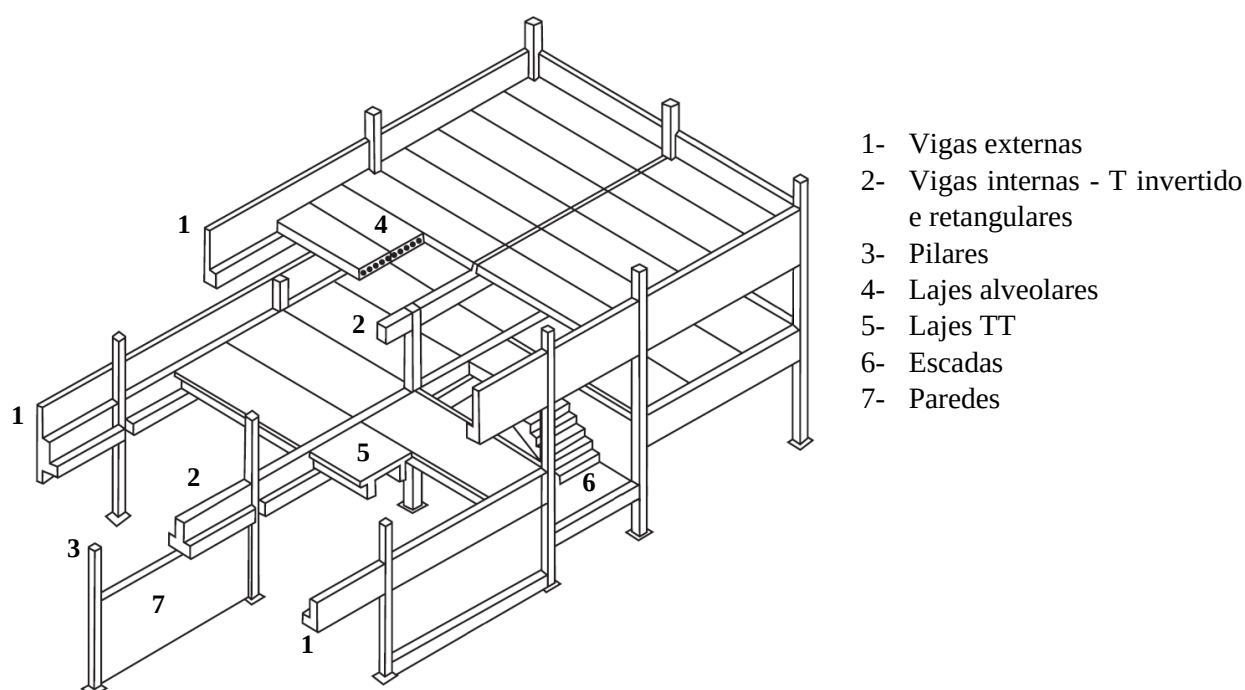


Fig. 2.5 - Exemplos de elementos pré-fabricados aplicados em edifícios [8]

2.7.1. FUNDAÇÕES

As fundações pré-fabricadas podem ser constituídas por estacas, sapatas ou lintéis, contudo em Portugal a pré-fabricação destes elementos não é vantajosa devido ao seu peso e às suas dimensões e por isso procede-se à montagem e betonagem *in situ*. Após a execução dos elementos de fundação são posteriormente ligados os pilares ou paredes pré-fabricados [24]. Um exemplo de ligação pilar-fundação é exemplificado na Fig. 2.6.

Este tipo de “ligações” é abordado de forma mais pormenorizada no 2.8.1.

As fundações indiretas são constituídas pelos elementos de fundação pré-fabricada mais utilizados, as estacas cravadas. A solução de estacas cravadas, anteriormente utilizadas com estacas metálicas, tem como principal função transmitir as forças desde as zonas superiores, onde o solo é pouco competente,

para uma profundidade onde o solo fornece condições adequadas para a transmissão das respetivas forças.

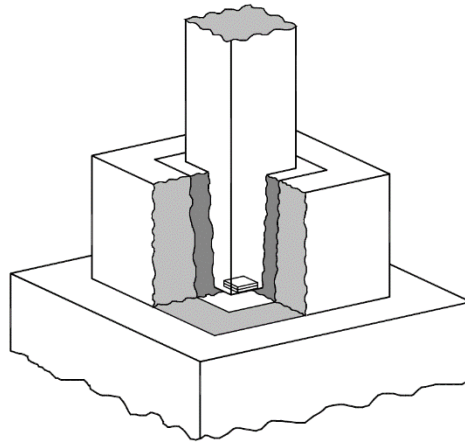


Fig. 2.6 - Ligação pilar-fundação em cálice [8]

O sistema de estacas pré-fabricadas de betão armado como fundação, é uma técnica que se tem desenvolvido provavelmente mais do que qualquer outro tipo de estacaria, especialmente na técnica de cravação, determinação da capacidade última e no controlo de qualidade do betão [2].

As estacas pré-fabricadas de betão podem ter secções quadradas, hexagonais ou mesmo circulares e são executadas através de equipamentos de cravação à percussão, prensagem ou vibração e caracterizam-se por ter uma ampla gama de capacidade de carga, podendo ser simplesmente armadas ou até pré-esforçadas [25]. Na Fig. 2.7 é ilustrada a cravação desta tipologia de estacas. Esta solução é pouco utilizada em Portugal devido à emissão de ruído e vibrações no seu processo de execução e aos elevados custos associados ao alto consumo de cimento (460 a 550 kg/m³ de betão).



Fig. 2.7 - Cravação de uma estaca pré-fabricada [26]

2.7.2. PILARES

Os pilares pré-fabricados são os principais elementos verticais de uma estrutura e têm como função transportar as cargas verticais e horizontais à fundação, contudo a sua resistência a ações laterais em edifícios com mais de três andares é muito limitada.

A fabricação destes elementos é, em geral, realizada na posição horizontal, podendo também ser efetuada na vertical para elementos de comprimento até 3 m com secções irregulares, como é o caso da Fig. 2.8, podendo assim ter os 4 lados perfeitamente homogêneos.



Fig. 2.8 - Pilar de secção irregular [11]

Usualmente, os pilares pré-fabricados podem atingir entre 12 e 18 metros em altura, dado que quanto maior for a medida do elemento menor será o número de ligações a efetuar em obra, contudo o seu maior comprimento pressupõe medidas adicionais em relação ao transporte, manuseamento e montagem. É importante prever pontos de elevação e estabilização dos elementos durante a fase de projeto e construção, especialmente nos nós de ligação viga-pilar, caso haja a previsão de betonagem complementar no local [8], [24]. Algumas soluções de pilares pré-fabricados são apresentadas na Fig. 2.9.

As dimensões padrão dos pilares são apresentadas no Quadro 2.7, contudo a generalidade dos pilares tem uma secção retangular ou quadrada com dimensões de 0,3 por 0,3 m até 0,6 por 1,2 m, dependendo da dimensão da ligação viga-pilar e da resistência ao fogo necessária para a utilização do edifício [8], [24].

Quadro 2.7 - Dimensões padrão de pilares [27]

b / h	300	400	500	600	800
300	✓	✓	✓		
400		✓	✓	✓	
500			✓	✓	✓
600			✓	✓	✓
Circular	✓	✓	✓	✓	

A utilização, ao nível do pavimento, de consolas curtas nos pilares tem como principal objetivo fornecer apoio às vigas. Os diferentes níveis de lajes ou vigas podem ditar as posições das consolas curtas de modo a fornecer ligações em cada face do pilar resultando na variedade ilustrada pela Fig. 2.9, contudo é mais recomendável que estas variações sejam o menos pronunciadas possível.

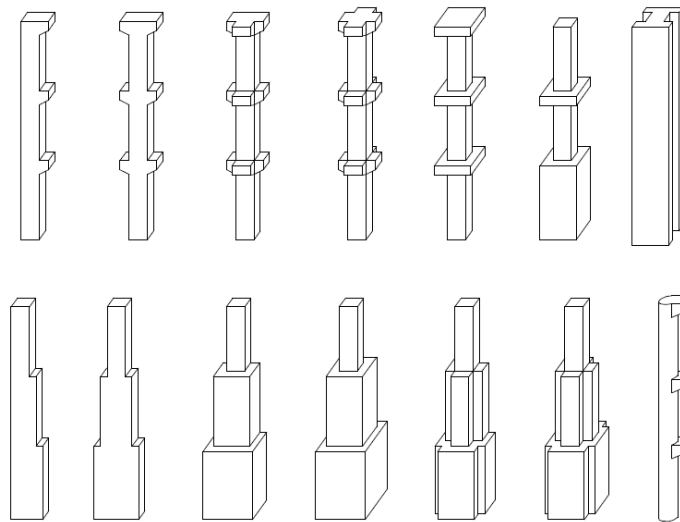


Fig. 2.9 - Soluções de pilares pré-fabricados [24]

2.7.3. VIGAS

As vigas são os principais elementos horizontais de uma estrutura e têm como função transportar as cargas das lajes, vigas e pilares nelas apoiadas para os elementos verticais como pilares e vigas nos quais se apoiam. Apesar da grande utilidade da pré-fabricação em vigas, deve proceder-se a uma betonagem *in situ* na face superior da viga a fim de assegurar o comportamento monolítico entre os elementos que nela apoiam.

As secções geométricas mais comuns para as vigas pré-fabricadas de betão são: retangulares, em “T”, em “T” invertido, em “L” e em “I” [24].

As vigas podem ser divididas em duas categorias: internas e externas. Geralmente, as vigas internas têm uma geometria simétrica, ou seja, contêm suporte para lajes em ambos os lados da viga, como por exemplo secções em “T” invertido. Um dos fatores mais condicionantes para a geometria das vigas internas é o pé-direito dos compartimentos, uma vez que quanto maior for a altura da zona inferior da viga, menor será a altura útil do espaço. Com isso, é usual a utilização de pré-esforço nas vigas internas para diminuição da altura da viga e maximização da performance estrutural do elemento. As soluções para vigas internas podem ser semelhantes às da Fig. 2.10.

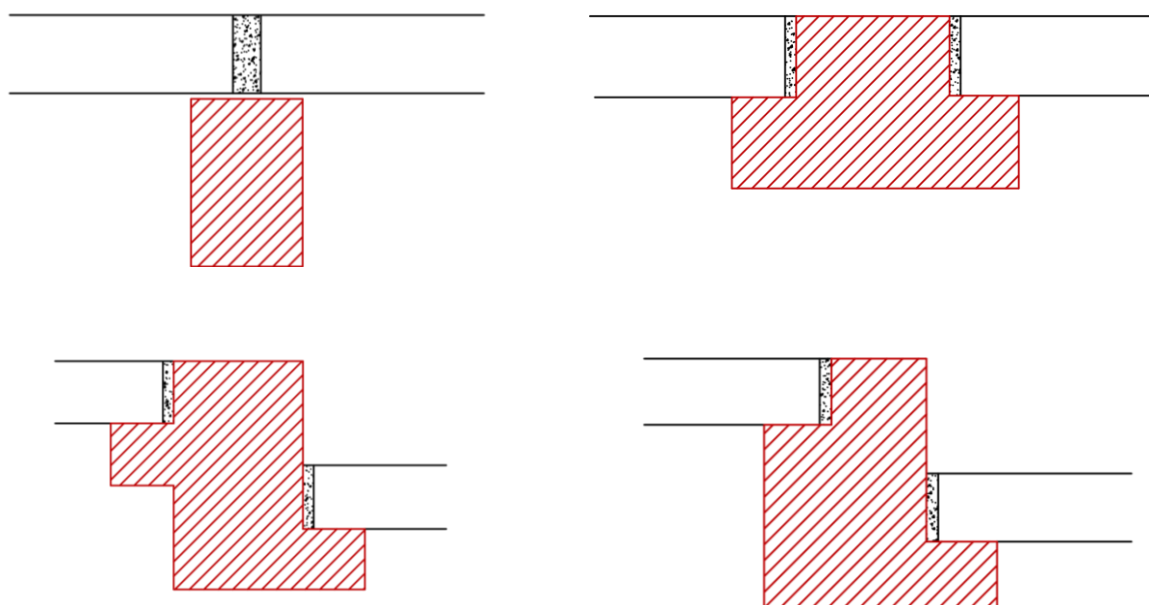


Fig. 2.10 - Geometrias correntes de vigas internas [8]

No que diz respeito às vigas externas, geralmente colocadas no perímetro do edifício, têm uma geometria assimétrica devido à sua localização e carregamento, dado que as lajes estão apoiadas apenas numa das faces da viga. Usualmente, estas vigas têm a forma em “L” como na Fig. 2.11. Ao contrário das vigas internas, as vigas de extremidade não são pré-esforçadas devido à sua assimetria e também ao facto da altura da zona inferior da viga não ser tão condicionante para a altura útil do espaço.



Fig. 2.11 - Geometrias correntes de vigas externas [8]

2.7.4. LAJES

Em todo o mundo, em edifícios comerciais e domésticos, aproximadamente metade das lajes usadas são pré-fabricadas [11].

As lajes podem ser consideradas como elementos principais de uma estrutura, uma vez que a sua tipologia e funcionamento condicionam os restantes elementos do sistema estrutural. A sua principal função é suportar as cargas verticais gravíticas, como o peso próprio, sobrecargas e restantes cargas permanentes que posteriormente são transmitidas às vigas, pilares e paredes. Outra importante função das lajes prende-se com a resistência às cargas horizontais tais como o sismo e vento.

Apesar da solução ótima ser a pré-fabricação da totalidade da laje, tal situação não é possível devido às várias condicionantes como o transporte e montagem.

Para a resistência ao sismo das estruturas é necessário que as lajes tenham um comportamento semelhante a um diafragma, com o objetivo de garantir a resposta uniforme da estrutura sem que ocorram distorções no plano e transferir as forças horizontais para os elementos resistentes. Para isso é necessária a betonagem *in situ* de uma camada de betão superior à laje pré-fabricada (camada de compressão). Esta camada não só tem o papel de garantir a continuidade ao nível do piso como também para resistir à flexão. É também fundamental garantir a resistência ao corte das juntas dos elementos pré-fabricados [2].

Em seguida são enumeradas algumas soluções de lajes pré-fabricadas utilizadas nas estruturas de edifícios industriais ou de habitação.

2.7.4.1. Lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas

As lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas são constituídas por elementos lineares, vigotas pré-fabricadas e pré-esforçadas, onde assentam blocos vazados de betão, cerâmicos ou de betão leve, que garantem a diminuição considerável do peso próprio do pavimento, originando uma redução das dimensões dos pilares e fundações, permitindo evitar o sistema corrente de cofragem (Fig. 2.13 e Fig. 2.12).



Fig. 2.13 - Sistema de cofragem para laje *in situ* [28]



Fig. 2.12 - Sistema de cofragem para laje aligeirada de vigotas [29]

Em comparação aos restantes tipos de lajes, as lajes aligeiradas de vigotas (Fig. 2.14) têm um processo de execução rápido e fácil, uma vez que necessitam apenas da colocação das vigotas pré-esforçadas e dos blocos vazados nos respetivos locais, seguidos da betonagem *in situ* de uma camada de enchimento de 3 a 7 cm. Contudo, a sua menor eficiência em termos acústicos e térmicos, bem como em relação às ações sísmicas devido à maior dificuldade em alcançar o efeito de diafragma, podem necessitar de medidas adicionais. A não regularidade geométrica da laje pode também constituir uma grande dificuldade à aplicação deste tipo de laje.

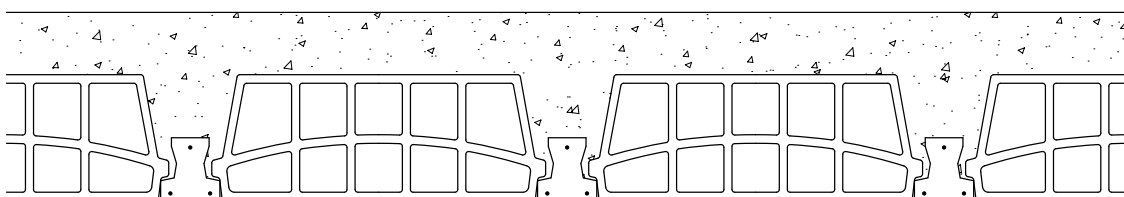


Fig. 2.14 - Corte transversal de uma laje aligeirada de vigotas

2.7.4.2. Lajes alveolares

As lajes alveolares (Fig. 2.15) são o tipo de pavimento mais utilizado em todo o mundo e representam cerca de 40 a 60% dos pavimentos pré-fabricados na Europa, constituindo uma produção anual de 30 milhões de m².

Este tipo de laje é constituído por painéis pré-fabricados, geralmente com larguras de 0,6 e 1,2 m ou, em casos específicos, podem ser fabricados com 2,4 m, dispostos em paralelo. Contém unicamente armadura pré-esforçada longitudinal junto aos alvéolos moldados em fábrica que permitem um comportamento comparável a uma laje maciça unidirecional. A presença de alvéolos permite dispensar material localizado em zonas onde o contributo para o funcionamento da laje é reduzido e é a responsável pela diminuição do peso da laje.

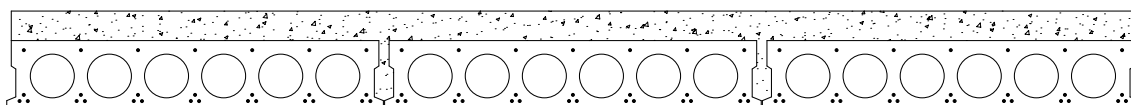


Fig. 2.15 - Corte transversal de uma laje alveolar com lajeta de compressão

As lajes alveolares e as lajes aligeiradas de vigotas têm vantagens em comum no que diz respeito à diminuição do peso da estrutura, à dispensa da cofragem corrente e rapidez de construção, podendo ser instalados cerca de 500 m² por dia com apenas 4 trabalhadores, contudo o pior comportamento mecânico nas juntas das lajes alveolares e a necessidade de meios mais robustos para colocação dos painéis são pontos desfavoráveis face às aligeiradas de vigotas.

2.7.4.3. Lajes duplo "T" (TT)

As lajes duplo "T" (Fig. 2.16) consistem na colocação de elementos horizontais em forma de T e da posterior betonagem de uma fina lâmina de compressão. As principais utilizações são nas lajes de piso e de cobertura em vários tipos de estruturas como edifícios industriais, de escritórios ou mesmo estruturas de estacionamento de veículos. Em geral estes elementos de laje são pré-esforçados, uma vez que, para vãos superiores a 8 metros, as deformações a longo prazo são muito condicionantes e a sua utilização deixa de ser viável a nível económico.

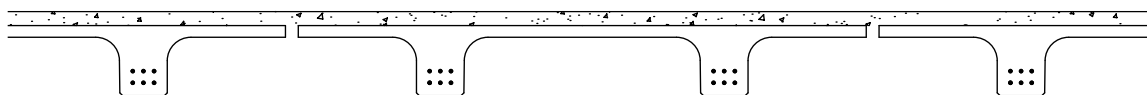


Fig. 2.16 - Corte transversal de uma laje duplo "T" com lajeta de compressão

Os intervalos de dimensões mais usuais são de 0,3 a 1,0 m de altura e 2,0 e 3,0 de largura. Como nas lajes alveolares, os acabamentos das superfícies são imediatos visto que após a extração do elemento da cofragem a superfície aparenta um aspeto acabado e liso, sem necessitar de qualquer tipo de pintura, contudo a superfície superior que não está em contacto com a cofragem necessita, posteriormente, de um acabamento dependendo do tipo de utilização que a estrutura terá.

Na atualidade, as soluções pré-fabricadas para lajes são bastante amplas e cada uma apresenta as suas vantagens e desvantagens comparativamente com as restantes. No Quadro 2.8 são apresentados os valores correntes do vão máximo, altura da laje, larguras e peso próprio de cada tipologia. É interessante fazer o comparativo dos valores apresentados no quadro com os valores associados a lajes maciças:

- Alturas correntes: 12 a 30 cm;
- Peso: 3,0 a 7,5 kN/m².

Quadro 2.8 - Tipologias de lajes pré-fabricadas e as suas características [30]

Tipo de elemento	Tipo de edifício	Vão máximo [m]	Altura [cm]	Larguras comuns [m]	Peso [kN/m ²]
Painéis alveolares	Habitacional	≤ 9	10 - 30	0,3 - 2,4	2,1 - 4,0
	Comercial				
Painéis alveolares pré-esforçados	Habitacional	≤ 20	10 - 50	1,2	2,0 - 4,8
	Comercial				
	Industrial				
Elementos de secção TT	Estacionamento	≤ 24 (30)	20 - 80	1,2 - 2,4	2,1 - 5,0
	Comercial				
	Industrial				
Elementos de secção T	Estacionamento	≤ 30	60 - 120	1,5 - 5,0	3,0 - 3,6
	Comercial				
	Industrial				
Elementos de secção U	Comercial	≤ 9	15 - 30	0,6	1,45 - 3,5
	Industrial				
Elementos de secção U invertido	Comercial	≤ 20	20 - 70	1,2	1,75 - 6,9
	Industrial				
	Estacionamento				
Elementos de pré-laje	Habitacional	≤ 7,2	10 - 20	0,6 - 2,4	2,4 - 4,8
	Comercial				
Painéis TT invertidos	Habitacional	≤ 9	15 - 35	0,6 - 2,4	1,0 - 3,0
	Comercial				
Laje de vigotas	Habitacional	≤ 7,2	20 - 30	-	1,8 - 2,4

2.7.5. PAREDES

A pré-fabricação pode estender-se a todo o tipo de elementos estruturais e as paredes não são exceção. Estes elementos podem desempenhar funções estruturais, arquitetónicas ou, em alguns casos, a combinação de ambos e, desse modo, o seu dimensionamento pode ou não ser realizado para a resistência a esforços de tração, compressão, corte ou flexão. No que diz respeito a paredes estruturais, o desempenho das mesmas depende sobretudo da eficiência que estas têm a resistir aos diferentes tipos de esforços, mas em especial ao esforço de corte entre os diferentes painéis [31].

O processo de fabrico destes elementos é idêntico ao dos pilares, realizado através de moldes posicionados horizontalmente, e posteriormente as superfícies são tratadas de modo a que as paredes possam ter função arquitetónica, caso seja opção do arquiteto. As tipologias de paredes, ao contrário dos restantes elementos, não apresentam grande variedade, visto que usualmente apresentam secções retangulares e de forma alongada (relação entre a maior e a menor dimensões é elevada). Na Fig. 2.17 é demonstrada a execução da ligação entre estes elementos.

Segundo Elliot e o Eurocódigo 2, estes elementos devem apresentar uma espessura total e um recobrimento mínimo, de acordo com o rácio entre a força axial na situação de ocorrência de um fogo e a força axial resistente, a fim de cumprir os requisitos resistência ao fogo (REI) [8].



Fig. 2.17 - Ligação entre duas paredes pré-fabricadas [8]

2.8. TIPOS DE LIGAÇÕES

“Ligar os elementos uns aos outros não é apenas uma questão de fixar os elementos uns aos outros, mas sim assegurar a integridade estrutural de toda a estrutura” [32].

O aspeto mais importante nas estruturas de betão pré-fabricadas é a conceção e construção das ligações entre os elementos estruturais, uma vez que sua função principal é transmitir as forças entre os elementos e proporcionar a estabilidade necessária para a estrutura. Neste tipo de estruturas, o comportamento e capacidade de dissipação de energia da estrutura a uma ação sísmica é muito afetado pela localização e tipologia das ligações do sistema estrutural.

Para obter um comportamento eficiente existem vários métodos de ligação dos elementos estruturais, tais como fixação através de parafusos, soldagem ou injeção de *grout* nas juntas, mas independentemente do processo utilizado, este deve ser simples e de fácil compreensão para os trabalhadores em obra.

As ligações estruturais dos elementos pré-fabricados devem ser consideradas como partes essenciais da estrutura e devem ser concebidas com o rigor necessário, uma vez que uma falha na ligação não pode, nunca, levar à instabilidade estrutural.

É imprescindível a distinção entre junta e ligação, uma vez que têm significados diferentes e não se deve confundir os dois conceitos. Para ajudar à distinção entre estes dois conceitos é apresentada a Fig. 2.18. A junta pode ser definida como a interface entre dois ou mais elementos estruturais que tem como função permitir o movimento entre os elementos, como por exemplo dilatação devido à temperatura, e transmitir as forças de corte, tração e/ou compressão. Em muitos casos existe um meio entre os elementos como *grout* ou borracha. A ligação é um conjunto de interfaces através das quais são transmitidas forças e/ou momentos de flexão ou torsores. Com isso, o dimensionamento da ligação é função não só dos elementos estruturais, mas também das juntas entre eles.

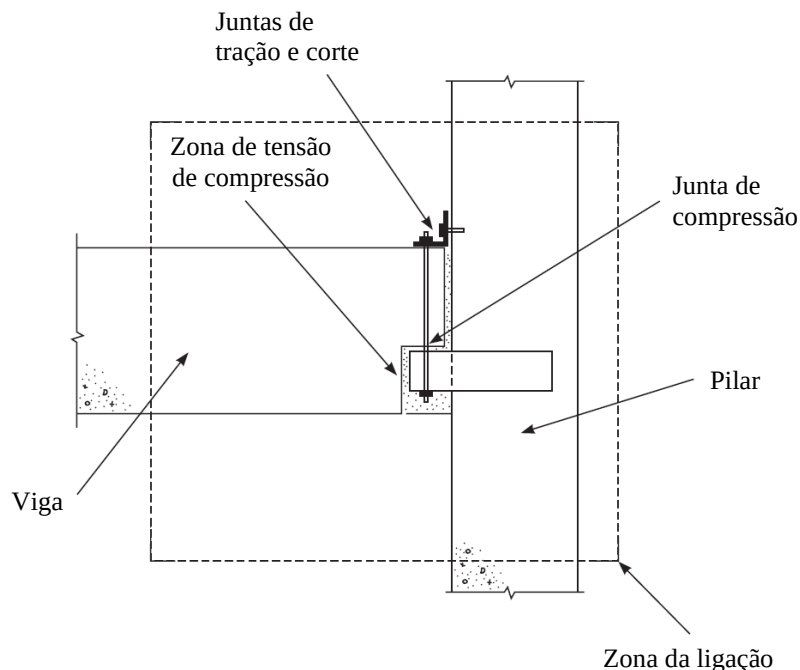


Fig. 2.18 - Distinção entre junta e ligação [32]

A classificação das ligações pode ser feita consoante vários critérios como: à transmissão de esforços, tipo de elementos ligados, esforço principal transmitido ou processo de execução.

Podemos, então, distinguir três tipos de ligações quanto à sua capacidade de transmissão de forças: ligações rígidas (continuidade total), ligações semirrígidas (continuidade parcial) e ligações articuladas. Nas ligações rígidas há transferência de forças verticais, horizontais e momentos, podendo assim ser comparadas com as ligações de estruturas monolíticas, enquanto que as ligações articuladas apenas transmitem forças verticais e forças horizontais, através de atrito ou de elementos de ligação mecânicos, entre elementos estruturais, apresentando uma resistência à flexão nula. As ligações semirrígidas apresentam um comportamento intermédio entre as ligações rígidas e articuladas e, dessa forma, a transmissão dos esforços de flexão depende da rotação permitida pela mesma. O comportamento das ligações é bem clarificado pela Fig. 2.19 [31].

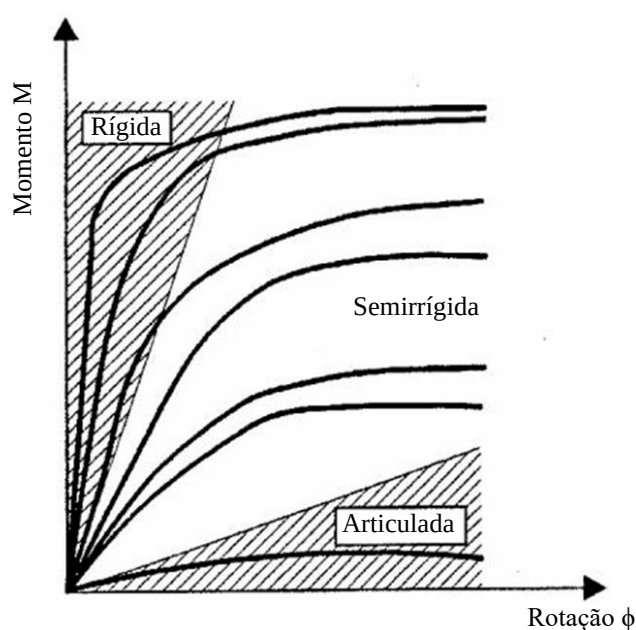


Fig. 2.19 - Classificação das ligações [32]

As ligações estruturais podem ser distinguidas de acordo com o esforço dominante na mesma, tais como compressão, tração, corte, flexão ou torção e, desta forma, podemos nomear as ligações através desse mesmo esforço, ou seja, ligações cujo esforço predominante é de compressão podemos denominá-las como “ligações de compressão” ou, no caso de ligações onde o corte é dominante, podemos designá-las como “ligações de corte”. Na maioria dos casos as ligações estruturais precisam de ser capazes de suportar e transferir uma combinação dos esforços mencionados anteriormente [33].

É possível ainda distinguir, de acordo com o seu processo de execução, as ligações como: ligações aparafusadas, ligações de continuidade betonadas *in situ*, ligações pré-esforçadas, ligações soldadas ou ligações de atrito [31].

Relativamente aos tipos de elementos ligados, podemos enumerar as seguintes tipologias: ligação pilar-fundação (PF), pilar-pilar (PP), viga-pilar (VP), viga-viga (VV), laje-viga (LV), laje-laje (LL) e painel-viga (Pa-V). Em 2.8 é detalhado cada tipo de ligação.

Para todos os tipos de ligações, o Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI) identifica os seguintes requisitos para a conceção das ligações de estruturas pré-fabricadas: resistência mecânica, necessária para que as ligações sejam capazes de transmitir os esforços durante a vida útil da estrutura; ductilidade, uma vez que se pretende uma elevada capacidade de resistência da ligação a grandes deformações antes de ocorrer o colapso, por outras palavras, devemos evitar a rotura frágil da ligação como, por exemplo, o esmagamento do betão; durabilidade, visto que todos os elementos devem apresentar um comportamento adequado a quaisquer agentes ambientais aos quais estejam sujeitos, contudo, o betão, devido à sua elevada alcalinidade, proporciona boa proteção anticorrosiva para os elementos que nele se encontram incorporados; resistência ao fogo, deve obter-se a mesma proteção ao fogo que os outros componentes estruturais e salvaguardar os utilizadores das chamas e gases em consequência da redução da resistência do betão com a temperatura, Gráfico 2.5, sendo necessário que as estruturas pré-fabricadas apresentem um comportamento o mais próximo possível das estruturas betonadas *in situ*; estabilidade, dado que a estrutura no seu estado provisório e definitivo deve apresentar robustez suficiente para manter o equilíbrio, sendo de notar que a estrutura provisória não apresenta a redundância da estrutura definitiva, deve com isso tomar-se as devidas medidas para acautelar a execução das ligações [1].

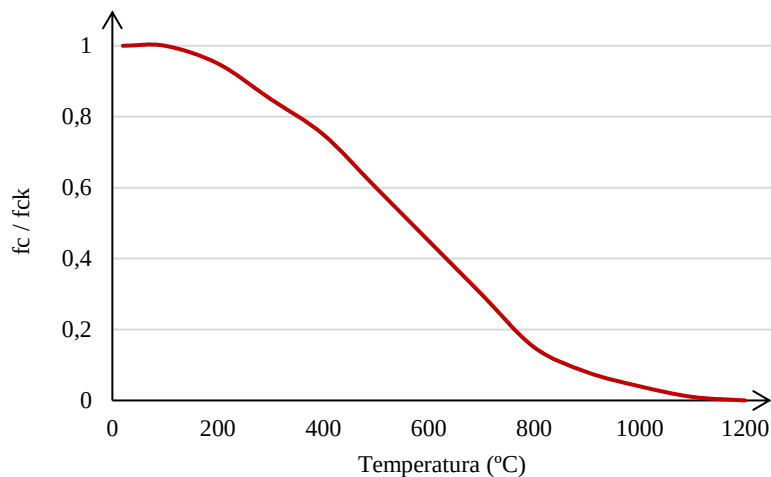


Gráfico 2.5 - Redução da resistência do betão com a temperatura [34]

Proença refere ainda que, para além dos requisitos expostos pelo PCI, devem também ser considerados os aspetos estéticos e de transporte, devendo os elementos ser transportados em conformidade com a legislação vigente e exigências de limitação do custo global, tendo em conta todos os custos relacionados com materiais, operações de produção, transporte e montagem.

2.8.1. LIGAÇÃO PILAR-FUNDAÇÃO (PF)

Na ocorrência de sismos, grandes esforços são transmitidos entre o pilar e a fundação e a ligação entre os dois elementos deve ser capaz de transferir esses esforços e manter a sua integridade sem que a estrutura seja afetada. Estas ligações podem ser executadas de várias formas que variam consoante as características do sistema de pré-fabricação.

As ligações PF podem ter várias configurações, tais como:

- Ligação com cálice – ligação mais corrente nas estruturas pré-fabricadas (Fig. 2.20);
- Ligação aparafusada (Fig. 2.21);
- Ligação com armaduras salientes.

Apesar da utilização de sapatas pré-fabricadas não ser corrente, as ligações com cálice são as soluções mais simples e económicas e consistem numa base saliente na parte superior da fundação, constituída por um negativo suficientemente profundo de forma a garantir o encastramento do pilar, que se destina a receber a base do pilar e após a colocação do pilar deve preencher-se a zona entre o pilar e o cálice através de betão ou *grout*. Esta solução pode também ser executada *in situ*, procedendo-se à betonagem no local e permitindo um negativo, tal como nas fundações pré-fabricadas, para posterior ligação entre o pilar e a fundação.

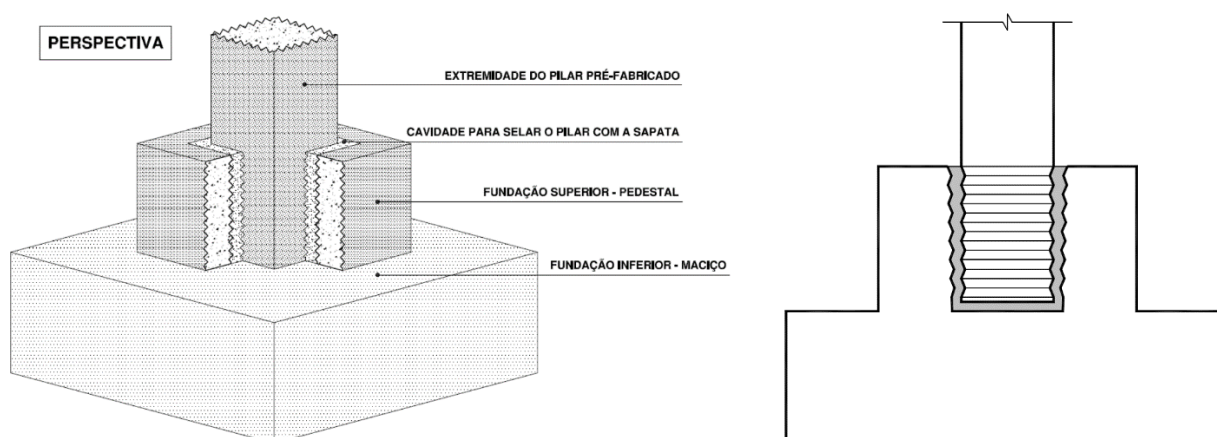


Fig. 2.20 - Ligação com cálice [35]

No que diz respeito às ações dinâmicas, como a ação sísmica, este tipo de ligação tem um bom comportamento a elevados momentos na base do pilar visto que a inserção do pilar na cavidade, com a devida profundidade, permite a continuidade total e transmissão da totalidade dos momentos entre o pilar e a sapata. Apresenta como principal desvantagem o facto de necessitar de uma altura de sapata maior de forma a ser possível alcançar o efeito de encastramento necessário [31]. Devem também ser tomadas precauções devido ao punçoamento na interface pilar-cálice que geralmente se traduzem na adoção de uma maior rugosidade das paredes do cálice.

A ligação entre o pilar e a fundação através de uma placa metálica, soldada às armaduras longitudinais do pilar, e parafusos é usualmente denominada por ligação aparafusada. Estas ligações também conseguem facilmente resistir e transmitir esforços de flexão, contudo, para o efeito, a placa metálica deve ser bem dimensionada sendo que, geralmente, as suas dimensões são maiores que as do pilar de forma a aumentar o braço (z) entre os parafusos e a zona de compressão da placa como mostra a Fig. 2.21.

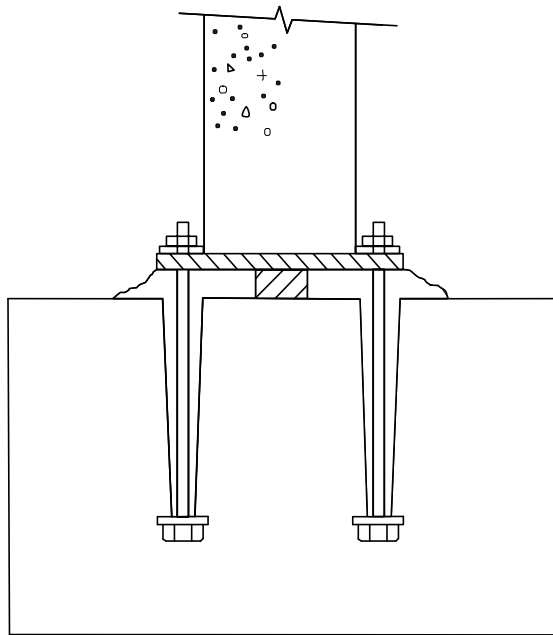


Fig. 2.21 - Ligação aparafusada [8]

As ligações através de armaduras salientes são, a par das ligações com cálice, as de utilização mais corrente. Estas ligações consistem na introdução das armaduras salientes, originárias da fundação, nas bainhas circulares, anteriormente efetuadas no pilar, e seladas por meio de *grout*, colocado no interior das bainhas, com uma resistência igual ou superior à do pilar. É também possível que este processo consista no inverso, ou seja, armaduras do pilar salientes e introduzidas em bainhas situadas na fundação. Uma atenção especial deve ser dada ao comprimento de amarração dos varões e à rotura cónica do betão [35].

Apesar dos vários tipos de ligações entre os pilares e fundações, estas devem ser dimensionadas tendo em conta as propriedades da superestrutura, isto é, para situações sísmicas, caso a estrutura seja sobredimensionada não sendo esperados mecanismos não-elásticos e assim as fundações não necessitam da dissipação de energia expectável em comparação com uma estrutura normalmente projetada. Contudo, a conceção das fundações deve ser realizada de forma a que as mesmas sejam capazes de distribuir uniformemente a ação sísmica à superestrutura e, como é aconselhado pelo Eurocódigo 8 (2.2.4.2 (2)), devendo ser usadas apenas uma tipologia de fundação em cada estrutura dinamicamente independente.

2.8.2. LIGAÇÃO VIGA-PILAR (VP)

Nas estruturas correntes, as ligações mais relevantes para a resposta e estabilidade da estrutura são as ligações entre vigas e pilares.

A ligação viga-pilar é um fator crucial para entender o comportamento de uma viga à flexão e para garantir o travamento adequado dos pilares relativamente à encurvadura, uma vez que os diferentes tipos de ligação têm respostas distintas e são responsáveis pela transmissão dos esforços entre os a viga e o pilar.

O autor Kim Elliot distingue as ligações viga-pilar de acordo com a continuidade do pilar na ligação, dividindo-as, tal como a Fig. 2.22, em 2 conjuntos:

- Ligações cujo pilar é contínuo ao longo da ligação e as vigas estão nele conectadas (Tipo A);
- Ligações cujo pilar é descontínuo e as vigas têm continuidade ao longo da ligação ou ambos os elementos são descontínuos no interior da ligação (Tipo B) [8].

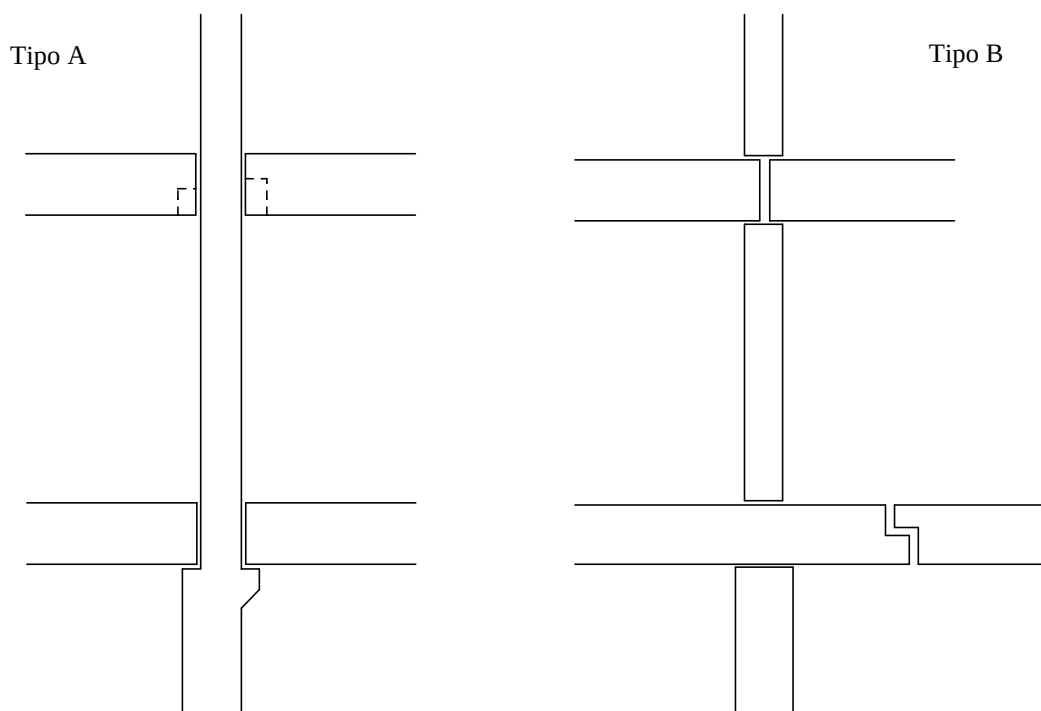


Fig. 2.22 - Tipologias de ligações viga-pilar [8]

Em termos de comportamento estrutural, as ligações do tipo A são análogas a associações simplesmente apoiadas, sendo consideradas por muitos fabricantes como as mais seguras e económicas, transmitem apenas esforços axiais e de corte, não podendo, de certo modo, transferir momentos de flexão nem torsores, uma vez que pequenos momentos são conduzidos pelos enchimentos entre o pilar e a viga. No entanto, quando sujeita a forças laterais, a estrutura só resiste através da flexão dos pilares e a sua resposta pode ser representada, de maneira simplificada, pela Fig. 2.23.

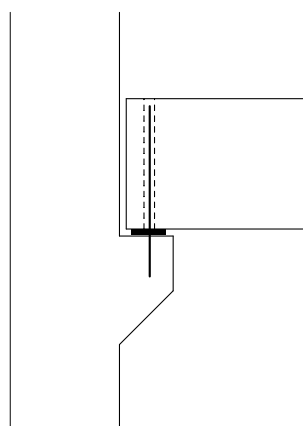


Fig. 2.23 - Ligação viga-pilar articulada

As ligações articuladas mais utilizadas são as que conectam o pilar e a viga através de uma consola curta e de ferrolhos, em espera no pilar, que são introduzidos no interior das bainhas, localizadas nas vigas, onde posteriormente é colocada argamassa ou *grout* para preencher o espaço vazio entre as bainhas e os ferrolhos. A armadura em espera tem como função resistir aos deslocamentos relativos e esforços entre o pilar e a viga, sendo de notar que a resistência ao corte da ligação é praticamente proporcional à área desta armadura e à qualidade do material entre os elementos. Na junta entre a viga e a consola curta do pilar é colocado um neoprene com a finalidade de diminuir o atrito entre os dois elementos e, de acordo com ensaios experimentais realizados, a introdução do neoprene permite reduzir em cerca de 25% o coeficiente de atrito da interface [36]. Outra tipologia de ligação articulada, do tipo A, são as ligações escondidas onde a saliência do pilar está quase totalmente no interior, sendo apenas possível ver as juntas na face inferior da ligação, como mostra a Fig. 2.24 retirada do caso de estudo abordado mais em diante.



Fig. 2.24 - Ligação viga-pilar com nós articulados ocultos (caso de estudo)

As ligações do tipo B podem ser vigas apoiadas nas extremidades dos pilares que nelas conectam ou então vigas apoiadas nos pilares, mas com continuidade, formando uma consola, e a certa distância da ligação é realizada outra ligação entre elementos horizontais (ligação viga-viga). Na última situação, o principal objetivo é a busca da continuidade estrutural que nas restantes situações é praticamente inexistente e a Fig. 2.25 representa um pormenor da ligação do tipo B com continuidade.

Nas ligações contínuas ou semelhantes a monolíticas (*emulative connection* na literatura anglo-saxónica) é necessário que as vigas possam transmitir os momentos negativos de extremidade para o pilar e, para isso, podem também ser adotadas soluções onde a armadura superior das vigas, apoiadas nas consolas curtas do pilar, são contínuas no interior do mesmo, como na Fig. 2.26. Outra possível tipologia semelhante a monolítica é a ligação através de betonagem *in situ*, que consiste na betonagem da zona crítica da ligação, com o objetivo de obter maior continuidade e de facilitar a previsão do comportamento da mesma.

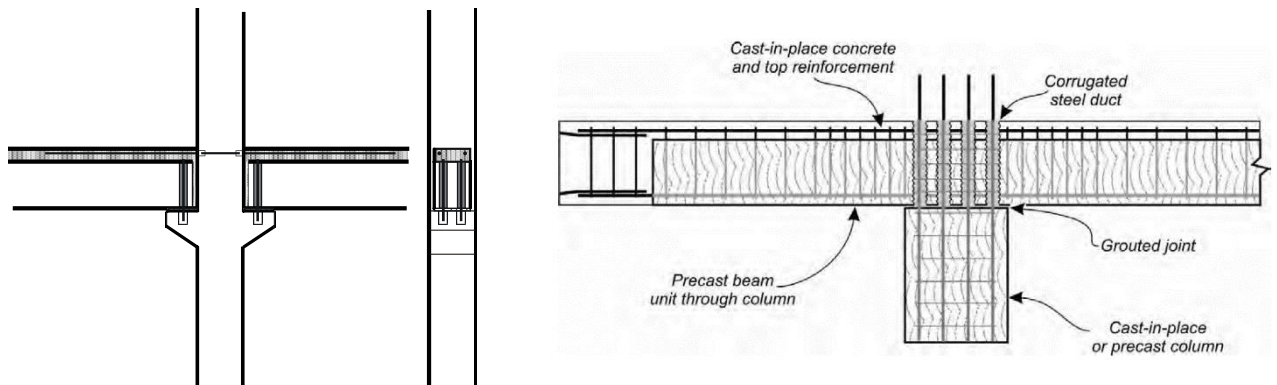


Fig. 2.25 - Tipologias de ligações com continuidade [32]

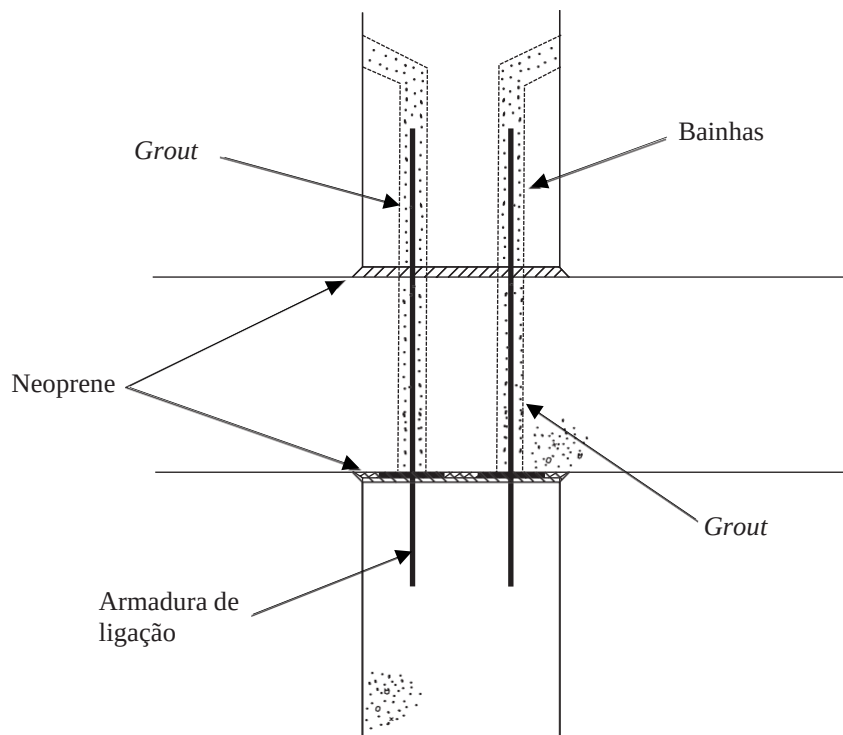


Fig. 2.26 - Pormenor de uma ligação contínua [8]

Este tipo de ligações, segundo Kataoka, tem como objetivos aumentar a rigidez da estrutura, diminuir a altura dos elementos resistentes à flexão, reduzir os momentos nos pilares e aumentar a resistência ao colapso progressivo [37].

É ainda possível, de acordo com o boletim 78 da FIB [38], a execução, embora pouco corrente, de ligações híbridas, consistindo num sistema de cabos de pré-esforço e armadura ordinária que atravessam o pilar, através de bainhas instaladas previamente, e ligam as duas vigas entre si como mostra a Fig. 2.27. A quantidade de armadura ordinária e de pré-esforço é colocada de forma que a estrutura mantenha a sua posição inicial após uma ação sísmica forte e eliminando a necessidade de consolas curtas para apoio das vigas.

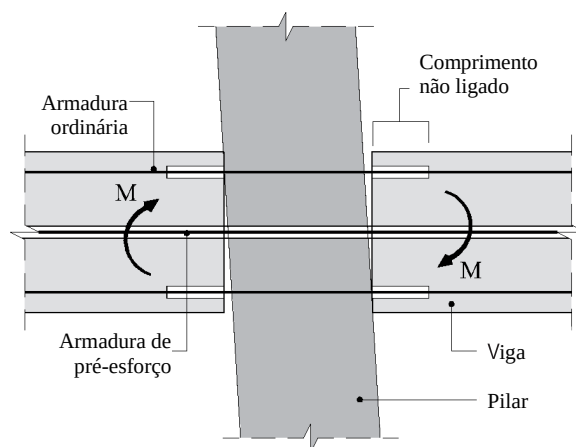


Fig. 2.27 - Ligação híbrida

O comportamento das ligações viga-pilar a ações dinâmicas é, geralmente, do tipo não linear e é bastante dependente do tipo de ligação estabelecida entre estes elementos. O boletim 27 da *Fédération Internationale du Béton* apresenta alguns resultados de ensaios cíclicos, Fig. 2.28, onde são perceptíveis as diferenças entre o comportamento dos diferentes tipos de ligação [39].

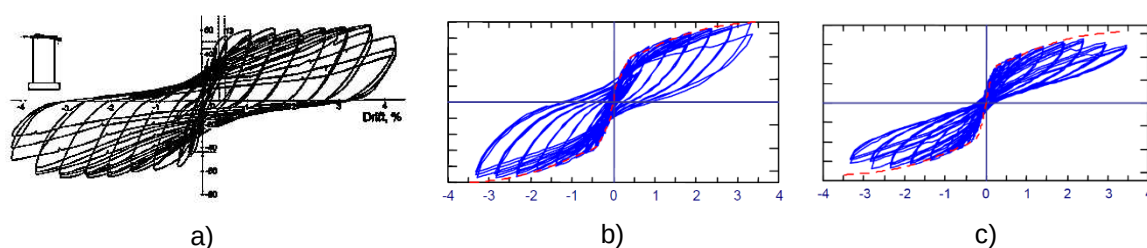


Fig. 2.28 - Resposta de uma estrutura com nós: a) monolíticos; b) híbridos; c) articulados [39]

Independentemente do papel desempenhado pela ligação na estrutura, semelhante a monolítica ou articulada, as exigências dispostas na norma EN 1998-1 devem ser respeitadas, no que diz respeito à formação de rótulas plásticas, por outras palavras, a ligação deve ser dimensionada de forma a garantir que a localização das rótulas plásticas se dá nas extremidades das vigas ao invés das extremidades dos pilares (pilar forte vs. viga fraca). As zonas onde se podem formar estas rótulas plásticas são chamadas de zonas críticas e o EC8, na secção 5.11.2.1.1, considera que estas zonas se prolongam até uma distância h_b da face do pilar, onde h_b representa a altura da viga.

As estruturas constituídas por ligações articuladas ou por ligações monolíticas apresentam um comportamento às cargas gravíticas e a forças horizontais bastante diferente. Para uma primeira avaliação das implicações das duas tipologias, a análise a duas dimensões é apropriada. Para o efeito, foi elaborado um pórtico constituído por 3 pisos elevados constituídos por 2 vãos cada e aplicadas cargas verticais e horizontais, simulando cargas gravíticas e cargas resultantes de ações do vento ou sísmicas, respetivamente.

Na situação em que as ligações são monolíticas, como na Fig. 2.25, é possível notar que há inversão do sentido dos diagramas de momentos nas vigas a cerca de 0.1 vezes o vão da viga para ações gravíticas. Nestes casos, é interessante explorar a possibilidade da colocação de ligações articuladas viga-pilar na

secção de momento nulo de modo a não modificar o comportamento da estrutura e simplificar a montagem da ligação em obra. Os pilares estão também sujeitos a inversão do sentido dos diagramas e devemos explorar as localizações das ligações de forma análoga às vigas, contudo as ligações totalmente articuladas nestes elementos não são aconselhadas. As Fig. 2.29 e Fig. 2.30 demonstram o comportamento de uma estrutura constituída por nós semelhantes a monolíticos.

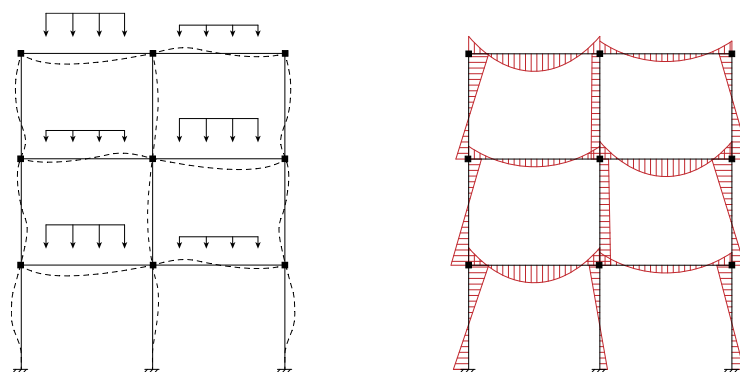


Fig. 2.29 - Resposta de uma estrutura com nós semelhantes a monolíticos face a ações gravíticas [8]

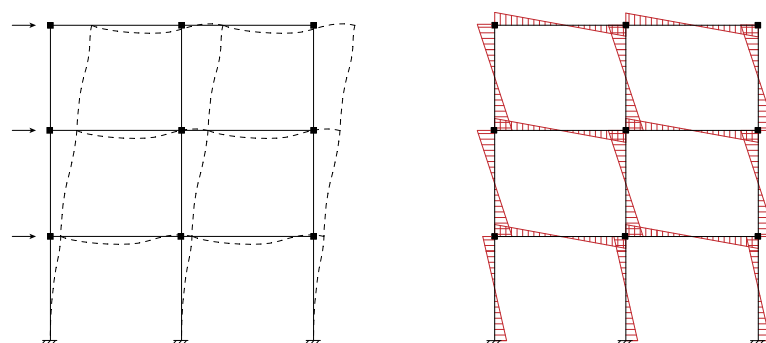


Fig. 2.30 - Resposta de uma estrutura com nós semelhantes a monolíticos face a ações horizontais [8]

Para estruturas constituídas por ligações articuladas entre a viga e o pilar, transferindo unicamente esforço axial e corte, o comportamento é bastante diferente face às ações verticais e horizontais. Através do mesmo procedimento e para ações gravíticas, é possível concluir que estas estruturas provocam momentos reduzidos nos pilares devido apenas às excentricidades na ligação viga-pilar, não ocorrendo inversão do sentido do diagrama de momentos nas vigas, como esperado. Dado que não há transferência de momentos entre o pilar e a viga, os esforços de flexão, para ações horizontais, são continuamente crescentes do topo do pilar até à sua base, o que levará à não ocorrência de momentos nulos, favoráveis à colocação de ligações pilar-pilar que são comuns em estruturas monolíticas. As Fig. 2.31 e Fig. 2.32 demonstram o comportamento de uma estrutura com nós articulados.

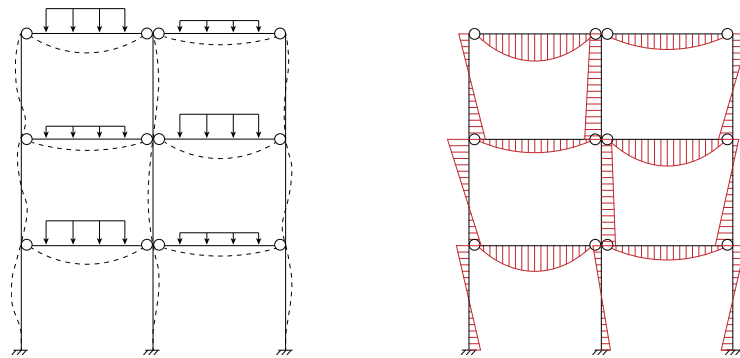


Fig. 2.31 - Comportamento de uma estrutura com nós articulados face a ações gravíticas [8]

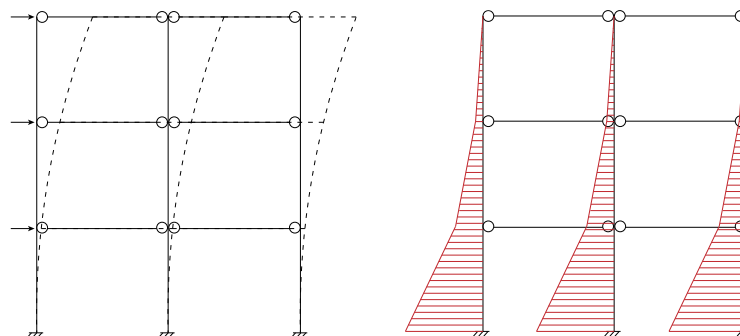


Fig. 2.32 - Comportamento de uma estrutura com nós articulados face a ações horizontais [8]

2.8.3. LIGAÇÃO VIGA-VIGA (VV)

As ligações entre elementos horizontais são concebidas com a finalidade de constituírem uma continuidade entre as vigas, isto é, criar uma ligação monolítica ou, em alguns casos, estas ligações têm também como objetivo deslocar as ligações para fora da zona crítica.

Em analogia com as ligações viga-pilar, existem duas tipologias de ligações entre vigas: contínuas e descontínuas ou articuladas. Podemos, então, distinguir as duas tipologias pelos esforços transmitidos por cada uma. As ligações entre dois elementos horizontais podem ter como finalidade a transmissão de todos os esforços ou apenas os esforços de tração/compressão, corte e/ou torção.

As ligações articuladas entre duas vigas têm como principal objetivo a transmissão de esforços de tração, corte, sendo os detalhes de conexão entre os dois elementos muito semelhantes aos das ligações viga-pilar articulados, como é visível na Fig. 2.33. Segundo Barbosa, as ligações articuladas podem ainda ser realizadas de diversas formas, tais como, através de chapas metálicas verticais ou juntas em dente [33].

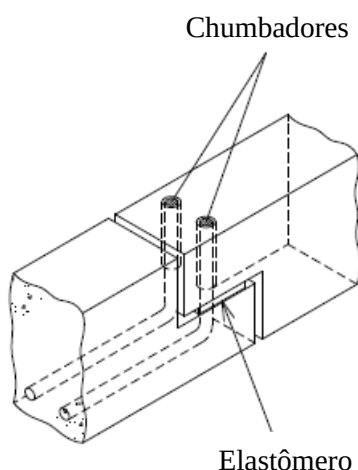


Fig. 2.33 - Ligação viga-viga articulada [40]

Nas ligações com continuidade, as armaduras superiores e inferiores devem ter continuidade em toda a extensão da ligação, devendo transpor a ligação sem interrupção, ser soldadas em conformidade com as normas ou amarradas com acessórios de emenda, para garantir a transmissão de esforços entre os varões soldados. Em contraste com a ligação articulada, esta ligação tem como principal objetivo a transmissão de momentos fletores entre as vigas. Na Fig. 2.34 são apresentadas algumas soluções com ou sem betonagem *in situ* da ligação.

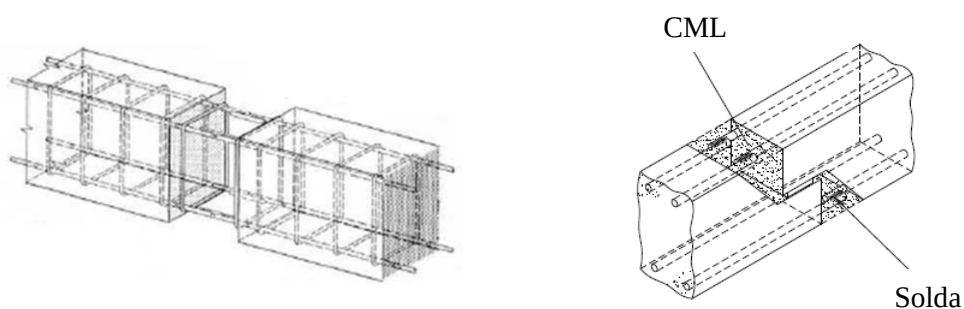


Fig. 2.34 - Ligações viga-viga com continuidade [33]

É ainda possível a pré-fabricação da totalidade da ligação, como na Fig. 2.35, contudo, é necessário ter em consideração um dos principais objetivos da pré-fabricação, a facilidade de execução. Apesar da ligação ter melhor qualidade quando pré-fabricada, outros constrangimentos como o transporte e execução são limitativos da presente solução.



Fig. 2.35 - Ligação viga-viga pré-fabricada [41]

2.8.4. LIGAÇÃO PILAR-PILAR (PP)

Os elementos verticais de uma estrutura pré-fabricada têm no máximo 12 metros de altura, o correspondente a cerca de 3 pisos de um edifício de habitação. No entanto, a sua divisão em elementos de menor dimensão é prática corrente pela maioria dos engenheiros. Esta divisão tem como finalidade o aumento da facilidade de elevação e colocação dos mesmos e não o objetivo de melhorar o comportamento da estrutura às ações a que está sujeita.

Nas ligações pilar-pilar, os momentos fletores são transferidos através de um binário de forças, uma força de tensão nas armaduras prolongadas e uma força de compressão instalada no *grout*.

As ligações entre pilares podem ser realizadas através de soldadura (Fig. 2.36 a)), conectores (Fig. 2.36 b)) ou parafusos fixos nos elementos pré-fabricados, contudo, a solução mais utilizada é a continuidade da armadura vertical de um pilar no interior do pilar adjacente (Fig. 2.37 a)).

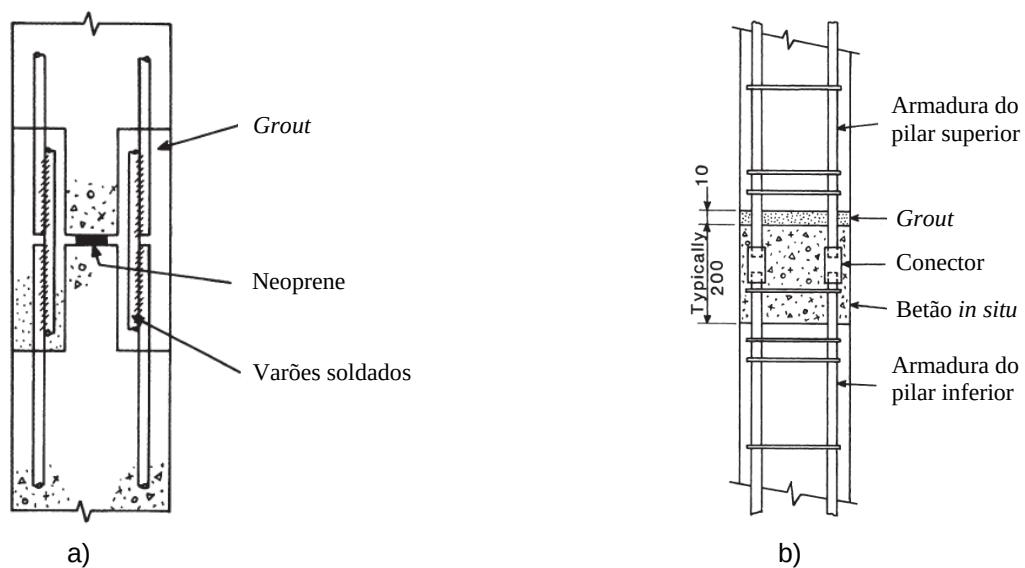


Fig. 2.36 - Ligações pilar-pilar: a) varões soldados; b) varões ligados através de conectores [32]

Na última solução são utilizadas bainhas onde são inseridos os varões em espera e onde posteriormente é introduzido *grout*, de forma a preencher a totalidade do tubo, para que a amarração desses varões seja bem solidarizada. Os varões em espera podem ser provenientes do pilar inferior, mas também do pilar superior, ou seja, na primeira solução o pilar inferior contém as armaduras e o superior as bainhas onde é colocado o *grout*, necessitando de um canal de inserção da calda que posteriormente terá de ser ocultado (Fig. 2.37 b)). Na segunda solução, as armaduras são constituintes do elemento superior e as bainhas do elemento inferior. O *grout*, nesta última solução, é previamente colocado nas aberturas onde irão ser colocados os varões em espera, não necessitando de ocultação de nenhum orifício.

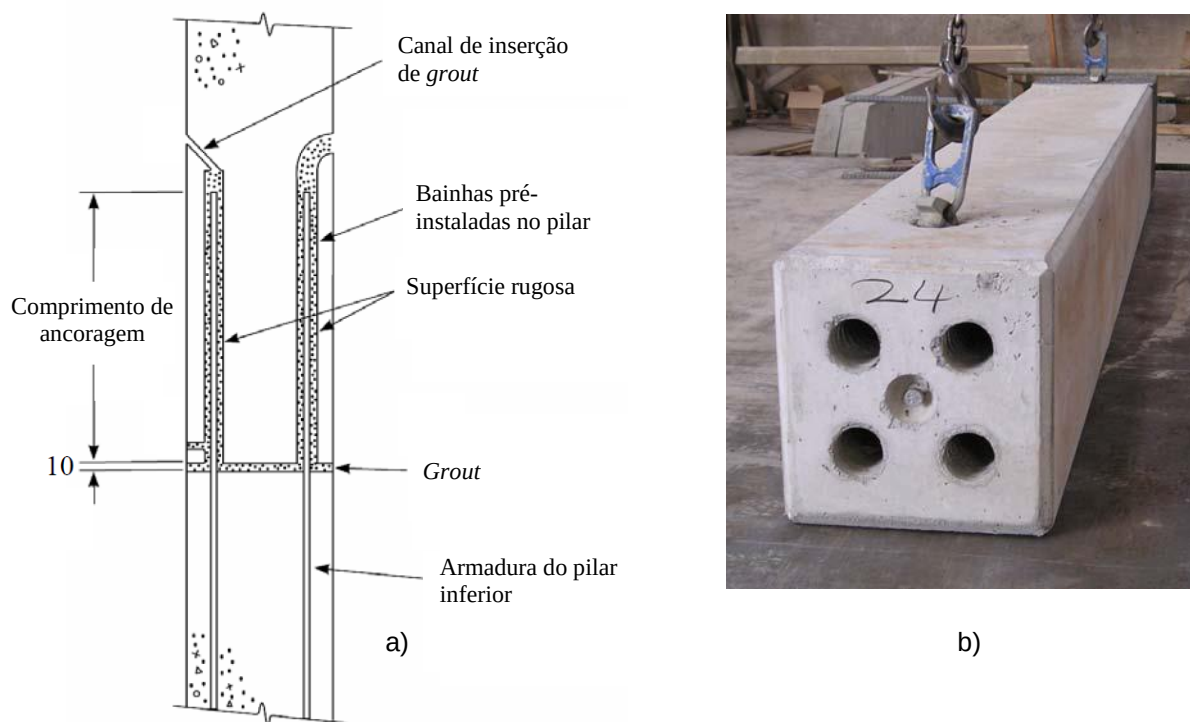


Fig. 2.37 - a) Liga o pilar-pilar através de bainhas; b) Pormenor das bainhas no pilar superior [32]

2.8.5. LIGA O PAINEL-PAINEL (PAPA)

As ligações entre painéis necessitam de transmitir diversos esforços, contudo as forças de corte nas juntas verticais e horizontais e as forças de traço e compressão nas extremidades das juntas horizontais demonstraram ser os principais esforços a ter em atenção [31].

No caso das ligações verticais, é exigido pelo Eurocódigo 2 que as mesmas possuam uma indentação máxima de 30° nas faces adjacentes   ligação de forma a melhorar o comportamento da ligação ao corte. Segundo o Boletim FIB43, o aumento da indentação (menor ângulo β) permite a redução dos deslocamentos relativos (escorregamento) entre os painéis e um aumento da resistência ao corte. Contudo, apesar dos valores favoráveis de escorregamento e resistência ao corte para ângulos baixos, o comportamento mostrou-se mais dúctil para valores maiores deste ângulo, como demostra a Fig. 2.38.

A indentação pode ser favorável para as ligações horizontais sujeitas a esforços de corte, usualmente resultantes de forças laterais ou sísmicas, e, por isso, o Eurocódigo 8 exige que, para juntas parcialmente em compressão e parcialmente em tra  o, sejam projetadas indentações.

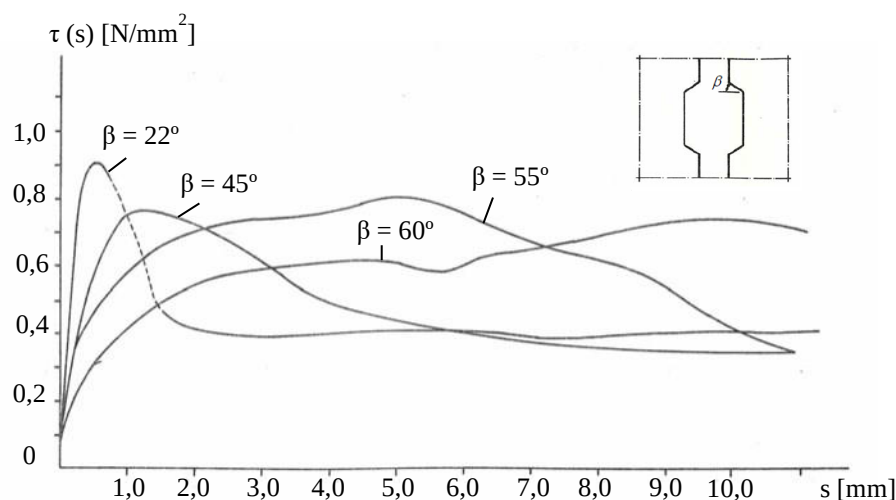


Fig. 2.38 - Variação da resistência ao corte de uma ligação painel-painel de acordo com a indentação [32]

Para uma zona de sismicidade elevada é proposta a adoção de uma solução semelhante à apresentada na Fig. 2.39 [31].

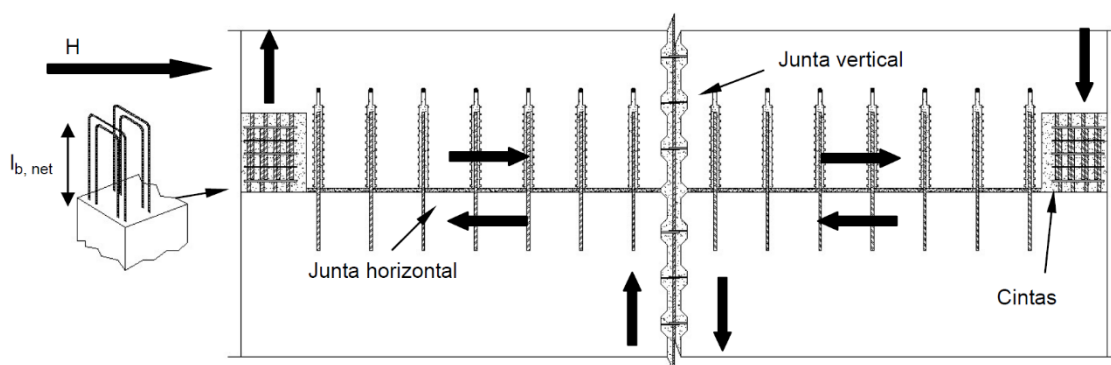


Fig. 2.39 - Ligação painel-painel para zonas de sismicidade elevada [31]

2.9. LIÇÕES DE SISMOS RECENTES

Os sismos ocorridos em zonas sismicamente ativas e onde a pré-fabricação é usualmente utilizada nos edifícios, em especial na Nova Zelândia, Turquia e Itália, representaram uma grande oportunidade de aprendizagem com a observação dos danos ocorridos neste tipo de estruturas. Após a inspeção de algumas estruturas afetadas pelos sismos, foi possível observar que os principais danos ocorridos foram nas ligações entre os elementos, nos pilares e nas vigas.

Alguns dos danos mais observados nos pilares foram:

- Formação de rótulas plásticas na base do pilar;
- Falha estrutural em pilares curtos (*short-columns failure*);
- Falha na zona superior do pilar [42].



Fig. 2.40 - a) Rotura da base do pilar [43]; b) Falha de um pilar curto [42]

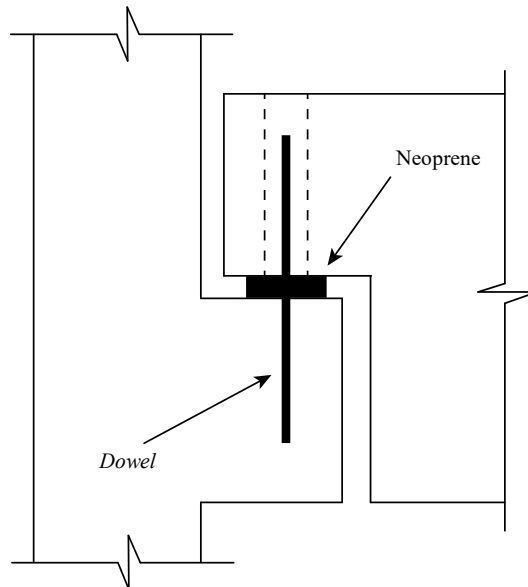
Na situação a), a base dos pilares pode sofrer rotações devido à formação das rótulas plásticas ou pela má ligação entre o pilar e o elemento adjacente. A encurvadura dos varões longitudinais do pilar é uma das consequências da formação das rótulas plásticas, ilustrada na Fig. 2.40 a), e pode ser acautelada através da aplicação do recobrimento necessário que deverá ser superior ao mínimo, uma vez que este não é suficiente. [42] Deve também colocar-se uma quantidade adequada de armadura longitudinal para prevenir a ocorrência de rótulas. A adoção dos procedimentos anteriormente referidos favorece de igual modo a prevenção de falhas do tipo c), no topo do pilar.

Os elementos estruturais e não estruturais assumem um papel de elevada importância na prevenção de falhas estruturais do tipo b). A Fig. 2.40 b) mostra uma falha estrutural resultante da deficiente colocação de paredes não estruturais e dos desníveis entre as construções vizinhas.

As ligações assumem um papel fundamental nas estruturas pré-fabricadas de betão e constituem a principal fonte de danos nas estruturas. [43]

A observação de edifícios industriais e de escritórios foi crucial para compreender o verdadeiro comportamento das ligações das estruturas face a ações sísmicas reais e, como espetável, os danos nas ligações articuladas e com continuidade foram bastante distintos.

A falta de suporte e consequente queda da viga foram dos danos mais severos verificados nas ligações articuladas viga-pilar. De modo a prevenir a ocorrência deste tipo de danos, as ligações devem ser projetadas considerando o atrito entre os elementos e dimensionando ligações mecânicas no seu interior (*dowels*), Fig. 2.41, com o objetivo de restringir os movimentos relativos da viga sobre o pilar e permitir a transferência das forças horizontais, independentemente do atrito existente entre os elementos.

Fig. 2.41 - Definição de *dowel*

Nas ligações dimensionadas para “viga fraca-pilar forte” e com continuidade entre estes elementos, verificou-se que o seu funcionamento correspondeu ao esperado, sem problemas nas zonas de ligação viga-pilar e apresentando apenas danos reduzidos nos pilares, principalmente na base dos mesmos [44]. Face aos sismos reportados, a formação de rótulas plásticas nas extremidades das vigas seria expectável, ao invés da rotura por corte, e nos registos fotográficos obtidos após a ocorrência (Fig. 2.42), estes danos são bastante visíveis.



Fig. 2.42 - Formação de rótulas plásticas nas extremidades das vigas [44]

Os pavimentos pré-fabricados com uma camada de compressão betonada *in situ* e as escadas pré-fabricadas foram também objeto de análise. Em muitos casos foram reportados bons comportamentos destes elementos, contudo, algumas escadas de edifícios observados sofreram colapso apenas devido ao deslocamento relativo entre pisos, e não por deficiência da peça.

2.10. DESENVOLVIMENTOS RECENTES

A crescente adoção da pré-fabricação como método construtivo tem levado ao aparecimento de novas tecnologias construtivas para aplicação nesta tipologia construtiva.

Algumas empresas já bem desenvolvidas no mercado da pré-fabricação em betão têm apresentado algumas soluções inovadoras para a aplicação mais simples e rápida destas estruturas, mas também têm lançado produtos que, segundo as mesmas, melhoram a capacidade de dissipação de energia da estrutura face a ações sísmicas.

Atualmente, a tendência para a utilização de acopladores e parafusos em estruturas de betão tem-se mostrado bastante interessante para os construtores e engenheiros projetistas devido à facilidade de conexão dos elementos entre si (Fig. 2.43). Após aperto dos parafusos ou acopladores e da colocação de *grout* na respetiva ligação, as soluções permitem que a junta atue como uma seção corrente de betão armado.

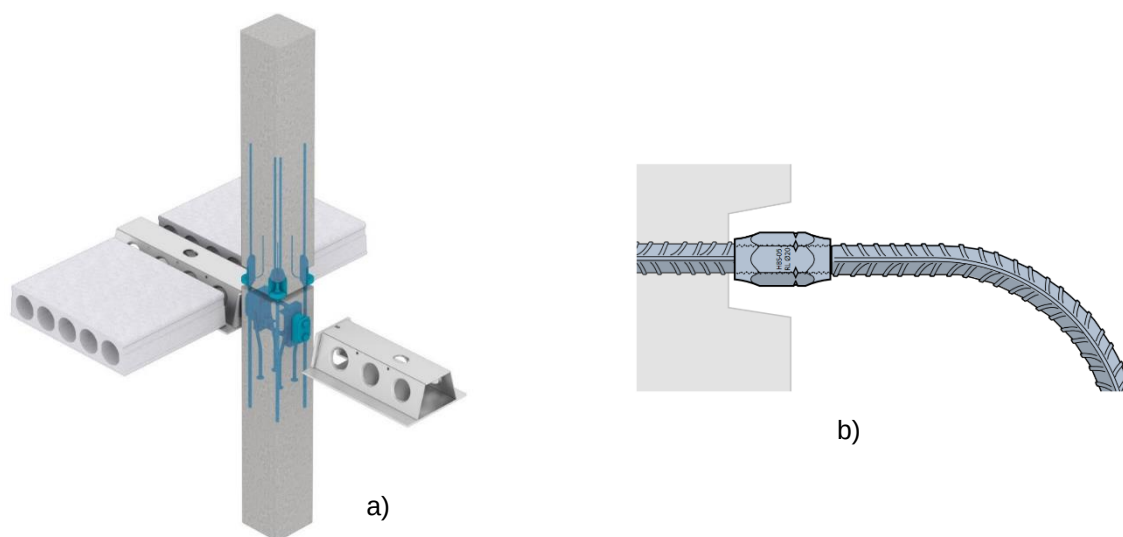


Fig. 2.43 - a) Solução de viga metálica para apoio de lajes (Peikko) ; b) Acopladores mecânicos (Halfen)

Estão presentes no mercado algumas soluções modernas de fixação dos elementos horizontais aos elementos verticais que promovem a ocultação da mesma e dispensam a necessidade de utilização de consolas curtas, no caso de ligações simplesmente apoiadas, permitindo desta forma aumentar o pé-direito das habitações e evitar a utilização de tetos falsos para ocultar os cachorros.

Outra solução consiste em vigas metálicas com capacidade de susten, de modo similar às vigas de betão pré-fabricado, as cargas provenientes das lajes que nelas apoiam com a particularidade de permitir grandes vãos e eliminar elementos salientes em analogia com as soluções apresentadas anteriormente.

A utilização de elementos de parede pré-fabricados é prática pouco corrente em Portugal e as suas ligações são um ponto fundamental para a sua utilização. A compatibilização da continuação da armadura na ligação parede-parede exigida pelo EC8 (3.3.6.4) pode ser atingida de forma mais simples através de soluções de perfis metálicos constituídos por ligações em laço de cabos de aço (Fig. 2.44).

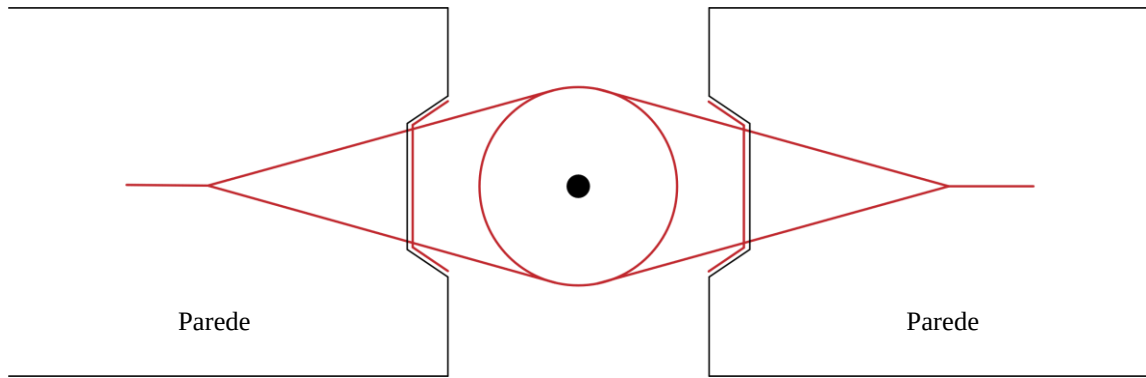


Fig. 2.44 - Solução para ligação de painéis [45]

Todas as soluções apresentadas foram desenvolvidas com o objetivo de permitir a maior rapidez e facilidade de aplicação da pré-fabricação em edifícios habitacionais e industriais. É também relevante salientar que a exposição das soluções anteriores não tem como objetivo a promoção das empresas visadas [45].

3

NORMAS SÍSMICAS

3.1. INTRODUÇÃO

Grande parte do nosso país está localizado numa zona onde a ação sísmica é considerada de moderada ou mesmo de elevada importância devido à proximidade com a zona de contacto entre as placas euroasiática e africana.

O efeito arrasador dos sismos em Portugal tem sido comprovado repetidamente ao longo da história. Remonta ao século XVIII, um sismo de magnitude estimada de 8,7 na escala de Richter, que atingiu Lisboa provocando a destruição quase total em termos de edificações e perdas de vidas humanas, tornando-se no sismo de maior magnitude registado, aos dias de hoje, no continente europeu.

Com os grandes sismos registados no passado, Portugal e restantes membros do continente europeu, foram evoluindo as suas normas de forma a tornarem os seus edifícios mais resistentes à ação sísmica e assim precaver o edificado de danos severos com consequências ao nível de perdas de vidas.

Atualmente, a ação sísmica tem elevada importância no dimensionamento estrutural dos edifícios uma vez que impõe à estrutura níveis de esforços a que anteriormente as mesmas não estavam sujeitas.

As estruturas pré-fabricadas de betão foram, durante muitos anos, excluídas das normas relacionadas com a resistência sísmica dos edifícios em consequência da falsa perceção de que este tipo de estruturas não seria capaz de apresentar uma boa resposta a ações sísmicas dada a fragilidade das ligações. Assim, no presente capítulo é abordada a evolução das normas sísmicas relacionadas com as estruturas pré-fabricadas de betão armado, com especial destaque na norma NP EN 1998-1. A norma em questão foi particularmente desenvolvida, no que diz respeito à ação sísmica e disposições construtivas, uma vez que é a norma atualmente em vigor em Portugal para a elaboração de projetos de estruturas resistentes a sismos. Além disso, são também abordados alguns aspetos da norma americana, relacionados com o tema.

3.2. RSA E REBAP

No final da década de 50, a introdução do Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos (RSCCS), que tinha como principal objetivo evitar a ruína das construções e garantir a segurança de pessoas e bens, dividiu o território português em três zonas de acordo com o risco sísmico associado e estabeleceu coeficientes sísmicos para a determinação da ação sísmica, isto é, valor que multiplicado pelo peso dos elementos traduzia a força horizontal a considerar.

Com o decorrer dos anos, o estudo da ação sísmica e dos seus efeitos resultou na elaboração de novas normas, de certa forma em evolução do RSCCS, como o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) que abordava a ação sísmica de forma relativamente mais pormenorizada, contendo um capítulo inteiramente dedicado a este tipo de ações e que incluía novos conceitos como a ductilidade das estruturas e coeficientes de sismicidade de acordo com o terreno onde está fundado o edifício. Contudo, este regulamento não incluía nem fazia referência a verificações relativas à limitação de dano.

É importante notar que a utilização de estruturas pré-fabricadas não era abordada nos regulamentos, RSA e Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), visto que no artigo inicial do REBAP pode ler-se a seguinte afirmação: “Este Regulamento não contempla objetivamente as estruturas em que se utilizem processos de construção industrializados e não tradicionais...”, sendo que a sua aplicação ficaria condicionada pela homologação concedida pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) [1].

3.3. EUROCÓDIGO 8 – 2010

No ano de 2010, foi elaborado, a nível europeu, o primeiro conjunto de Normas Europeias (CEN) relacionadas com o projeto de estruturas tais como edifícios e outros tipos de obras de engenharia civil que se designam por Eurocódigos (EC). Entre os Eurocódigos existentes, o número 8 é totalmente dedicado ao projeto de estruturas para resistência aos sismos que é constituído por 6 partes:

Quadro 3.1 - Constituição do Eurocódigo 8 [46]

Parte	Designação	Título
1	EN1998-1	Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios
2	EN1998-2	Pontes
3	EN1998-3	Avaliação e reforço de edifícios
4	EN1998-4	Silos, reservatórios e condutas enterradas
5	EN1998-5	Fundações, estruturas de contenção e aspetos geotécnicos
6	EN1998-6	Torres, mastros e chaminés

Para a presente dissertação, a parte 1 (EN1998-1) é a mais relevante e, por isso, será detalhado o seu conteúdo, essencial para o projeto de edifícios resistentes a sismos.

No EC8 são expostos métodos e normas para quantificar, analisar e considerar a ação sísmica e o seu principal objetivo é assegurar, na ocorrência de um sismo, a proteção das vidas humanas, a limitação dos danos nas estruturas e a manutenção da operacionalidade das estruturas, importantes para a proteção civil.

No presente capítulo são inicialmente expostas todas as ações e requisitos exigidos pelo EC8, para a correta conceção de estruturas de betão armado na sua generalidade e posteriormente uma pormenorização da secção afeta às estruturas pré-fabricadas de betão.

3.3.1. REQUISITOS DE DESEMPENHO

Para a realização destes objetivos, o Eurocódigo 8 impõe a satisfação de dois requisitos: não ocorrência de colapso e limitação de danos. O primeiro requisito diz respeito à ação sísmica de projeto e obriga a estrutura a manter a sua integridade estrutural (local e global) e uma capacidade resistente residual após a ocorrência de um sismo, contudo, os danos estruturais podem ser significativos, podendo não ser económica a reparação da estrutura. O segundo requisito está relacionado com uma ação sísmica de serviço, menos intensa que a de projeto, à qual a estrutura deve resistir sem que ocorram danos na estrutura nem que a sua utilização fique limitada. A ação sísmica de serviço, para Portugal, está associada a um menor período de retorno em comparação com a ação de projeto.

A ação sísmica é definida para cada país no respetivo Anexo Nacional sendo que esta ação está associada a uma probabilidade de excedência, P_R , num determinado número de anos, T_L , que resulta, de acordo com a Expressão 3.1, num período de retorno, T_R . No Quadro 3.2 são expostos os valores de P_R , T_L e T_R para os dois requisitos do EC8.

$$T_R = -\frac{T_L}{\ln(1 - P_R)} \quad 3.1$$

Quadro 3.2 - Valores de referência P_R , T_L e T_R [46]

Ação	P_R	T_L	T_R
Projeto	10 %	50 anos	475 anos
Serviço		10 anos	95 anos

3.3.2. SISTEMAS ESTRUTURAIS E COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

As estruturas, na sua generalidade e dependendo do sistema estrutural, são capazes de dissipar energia através do comportamento dúctil dos elementos e de outros mecanismos que as constituem. O sistema estrutural pode ser distinguido consoante o seu comportamento quando sujeito a ações sísmicas horizontais e pode ser classificado, para edifícios de betão, num dos seguintes tipos de estrutura:

- Sistema porticado – sistema cuja resistência, face a qualquer tipologia de ações, é assegurada, na sua maioria, pelos pórticos espaciais. O rácio entre a força de corte nos pórticos e a força de corte total é superior a 65%;
- Sistema misto – sistema cuja resistência a ações verticais é assegurada pelos pórticos e o conjunto das paredes e dos pórticos asseguram a resistência às ações horizontais. Estes sistemas podem ser classificados em sistemas equivalentes a paredes, se o rácio estiver compreendido entre 35 e 50%, ou equivalente a pórtico, no caso de o rácio estiver contido no intervalo 65-50%;
- Sistema de paredes – sistema cuja resistência, face a qualquer tipologia de ações, é assegurada, na sua maioria, pelas paredes. O rácio entre a força de corte nos pórticos e a força de corte total é inferior a 35%;

- Sistema de pêndulo invertido – sistema que contem pelo menos 50% da sua massa no terço superior da altura da estrutura ou cujos mecanismos dissipadores de energia se encontram na base de um único elemento do edifício;
- Sistema torsionalmente flexível – sistema constituído por pórticos e paredes (misto) ou sistema de paredes cuja rigidez à torção é mínima.

A distinção entre os três primeiros pode ser realizada analisando o rácio entre a resistência ao corte dos elementos porticados e das paredes na base do edifício como o apresentado na Fig. 3.1.

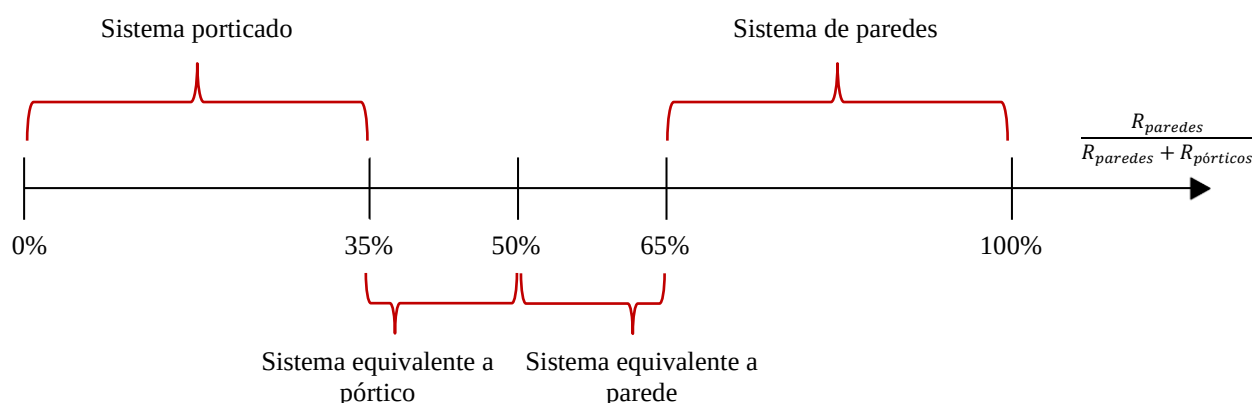


Fig. 3.1 - Classificação do sistema estrutural [47]

O EC8 permite, ao dimensionar para classes de ductilidade média ou alta, explorar a ductilidade dos elementos constituintes da estrutura do edifício. A ductilidade permite reduzir as resistências dos elementos estruturais face às ações sísmicas por meio do coeficiente de comportamento [48]. Este coeficiente é o responsável pela diminuição dos esforços atuantes e o seu valor varia diretamente com a maior ou menor ductilidade do sistema estrutural. O EC8 apresenta valores máximos para o coeficiente de comportamento, q , para as classes de ductilidade DCM e DCH, de acordo com o sistema estrutural e regularidade do sistema estrutural (no caso de estruturas não regulares em altura devemos diminuir o coeficiente em 20%). O valor do coeficiente pode ser determinado pela Expressão 3.2.

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad 3.2$$

em que:

q_0 – Valor básico do coeficiente de comportamento, Quadro 3.3;

k_w – Fator referente ao modo de rotura predominante nos sistemas de parede.

Quadro 3.3 - Valor do parâmetro q_0 [46]

Tipo de estrutura	DCM
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0
Sistema torsionalmente flexível	2,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5

Na Fig. 3.2 é bastante visível a capacidade de redução das forças sísmicas atuantes e a exploração da não linearidade, permitindo uma maior ductilidade da estrutura, nas situações onde o coeficiente de comportamento adotado é de valor superior mais elevado.

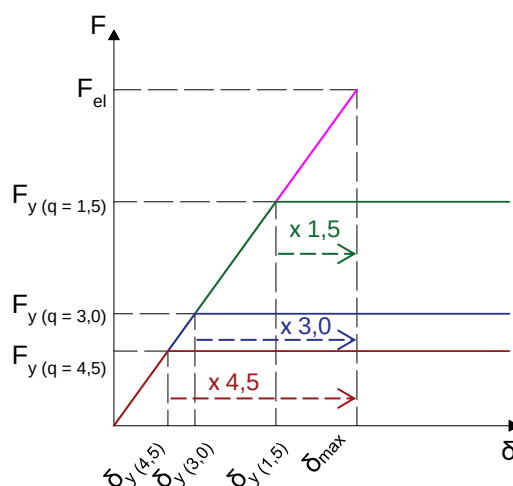


Fig. 3.2 - Influência do coeficiente de comportamento nas forças sísmicas atuantes

3.3.3. AÇÃO SÍSMICA

Na caracterização da ação sísmica, a vulnerabilidade, a exposição e a perigosidade representam um papel importante, uma vez que esta ação resulta da combinação de todos estes fatores.

No dimensionamento, a ação sísmica é geralmente aplicada na estrutura sob a forma de uma força estática equivalente (*force-based design approach*), representada pelo espectro de resposta de projeto. Para determinação deste espectro de resposta deve primeiramente determinar-se o espectro de resposta elástico que posteriormente será reduzido através de fatores que têm em conta a capacidade de dissipação de energia através de deformações não-elásticas [49].

Nos subcapítulos seguintes são enumerados todos os fatores relevantes para a determinação da ação sísmica aplicada à estrutura.

3.3.3.1. Zonamento sísmico

De forma a melhor caracterizar a sismicidade de cada local, o território português foi dividido pelas autoridades nacionais em zonas sísmicas, Fig. 3.3, caracterizadas pela aceleração máxima na base da estrutura assente num terreno rochoso do tipo A, a_{gR} , correspondente ao período de retorno associado ao requisito de não ocorrência de colapso. Os valores de a_{gR} são apresentados no Quadro 3.4, de acordo com o Anexo Nacional.

As acelerações na base são classificadas em dois tipos distintos de ação: tipo 1 e tipo 2. A ação sísmica do tipo 1 representa um sismo a uma curta distância focal e de magnitude moderada, correspondendo a uma magnitude menor que 5.5, enquanto a ação sísmica do tipo 2 traduz um sismo de elevada magnitude, magnitude maior que 5.5, mas de distância focal mais longínqua. É de reforçar a necessidade de estudar ambas as ações sísmicas, uma vez que a ação condicionante varia consoante a zona do país onde estará implantada a estrutura. A divisão do território de Portugal continental para as diferentes tipologias de ação sísmica é apresentada na Fig. 3.3 e os valores correspondentes da aceleração no Quadro 3.4.

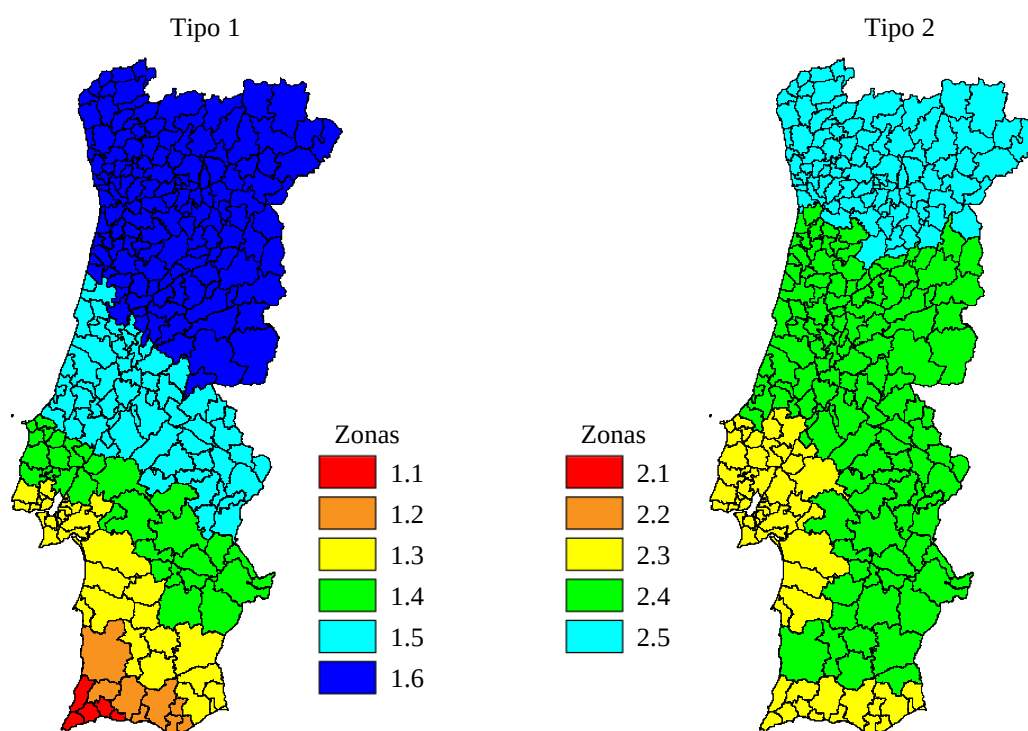


Fig. 3.3 - Zonamento sísmico em Portugal continental [46]

Quadro 3.4 - Aceleração máxima de referência de acordo com a zona sísmica [46]

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona sísmica	a_{gR} [m/s ²]	Zona sísmica	a_{gR} [m/s ²]
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

3.3.3.2. Classes de importância

Conforme o Eurocódigo 8, a importância de cada estrutura pode ser medida em função das consequências do colapso em termos de vidas humanas, segurança pública, proteção da população após um evento sísmico e das consequências sociais e económicas do colapso. Os edifícios são divididos em 4 classes de importância (Quadro 3.5) e caracterizados pelo coeficiente de importância, γ , associado a cada classe e tipo de ação sísmica (Quadro 3.6), e utilizado para a determinação do valor de cálculo da aceleração na base da estrutura assente num terreno rochoso do tipo A, a_g , através da Expressão 3.3.

Quadro 3.5 - Classes de importância para edifícios, a_{gR} [46]

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

Quadro 3.6 - Coeficientes de importância, γ_s [46]

Classe de importância	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad 3.3$$

3.3.3.3. Tipos de terreno

Segundo a norma NP EN 1990, a ação sísmica é uma ação provocada pelos sismos e transmitida pelo terreno, tomando este uma elevada importância na propagação das ondas sísmicas.

A realização de ensaios *in situ* é essencial para a caracterização e definição dos perfis estratigráficos dos terrenos de forma a definir corretamente o tipo de terreno, conforme o Quadro 3.7. No Eurocódigo 8 são definidos tipos de terreno, distinguidos pela sua rigidez desde a categoria A, solos muito rijos, até à categoria S₂, argilas sensíveis. A distinção é realizada, usualmente, consoante o número de pancadas necessárias para penetrar 30 cm do terreno, N_{SPT}, resultado do ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) ou através de ensaios de medição da velocidade média das ondas de corte, $v_{s,30}$, e deverá ser calculada pela Expressão 3.4, sendo este último o mais recomendado devido à maior fiabilidade dos resultados. Para determinar a classe do terreno deve fazer corresponder os valores dos parâmetros segundo o Quadro 3.7.

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad 3.4$$

em que:

$v_{s,30}$ – velocidade média das ondas de corte nos 30 metros superiores do perfil do solo;

h_i – espessura da camada i ;

v_i – velocidade das ondas de corte na camada i .

Com base na definição da tipologia do terreno é possível determinar alguns parâmetros necessários de forma a caracterizar a ação sísmica, entre os quais o coeficiente do solo, S , e os períodos limite para definição das curvas do espectro, T_B , T_C e T_D . Os valores definidos no Anexo Nacional serão expostos no subcapítulo dedicado à determinação do espectro da ação sísmica.

3.3.3.4. Espectro de resposta

O espectro de resposta pode ser considerado uma condensação da resposta de uma grande quantidade de estruturas para um determinado sismo e é representado através de diversos parâmetros relativos ao terreno onde está fundada a estrutura e ao local onde se encontra o edifício. O espectro é dividido em quatro troços, cujos limites são estipulados, e cada troço representa uma região cujos valores de aceleração, velocidade ou deslocamento são constantes (Fig. 3.4).

De forma a ter em consideração a capacidade de resistência da estrutura num domínio não linear e a sua capacidade de dissipação de energia, o EC8 permite efetuar o dimensionamento da estrutura para forças sísmicas inferiores às elásticas, resultando na utilização de um espectro de resposta de projeto, S_d , correspondendo a um espectro minorado por via de um coeficiente de comportamento do espectro elástico.

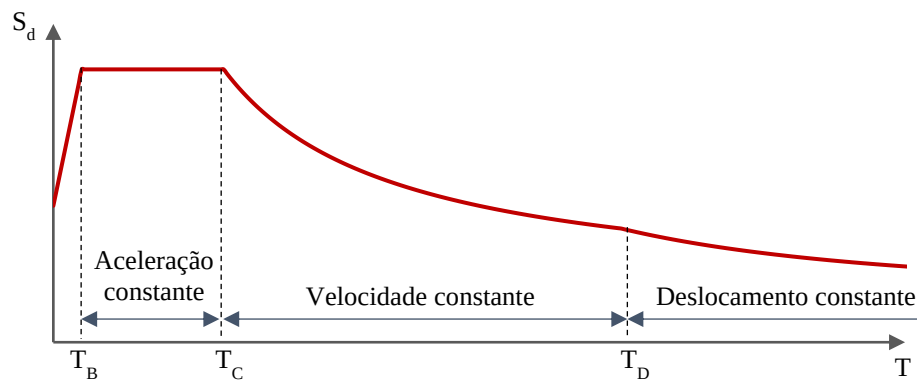


Fig. 3.4 - Divisão do espectro em regiões de parâmetros constantes

Quadro 3.7 - Tipos de terreno [46]

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} [pancadas/30cm]	C_u [kPa]
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5m 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 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 em água	< 100 (indicativo)	-	10 - 20
S_2	Depósitos de solo com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terrenos não incluídos nos tipos A-E ou S_1			

Para a determinação do espectro de resposta horizontal, o EC 8 define 4 expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad 3.5$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad 3.6$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad 3.7$$

$$T_D \leq T : \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad 3.8$$

em que:

a_g – valor de cálculo da aceleração na base da estrutura assente num terreno rochoso do tipo A;

S – coeficiente do solo, determinado pela Expressões 3.9, 3.10 e 3.11;

T – período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

T_B – limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C – limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D – limite inferior do período no ramo de deslocamento constante;

q – coeficiente de comportamento, definido em 3.3.2;

β – coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, com valor recomendado de 0,2.

O coeficiente do solo, S , deve ser calculado através das expressões seguintes, com base no valor de $S_{\max}$ e corrigido dependendo do valor de cálculo da aceleração, a_g . Os valores T_B , T_C e T_D são dependentes, como já foi referido, do tipo de solo de fundação e do tipo de ação (Quadro 3.8 e Quadro 3.9).

Quadro 3.8 - Valores dos parâmetros para a ação sísmica Tipo 1 [46]

Ação sísmica Tipo 1				
Tipo de terreno	$S_{\max}$	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Quadro 3.9 - Valores dos parâmetros para a ação sísmica Tipo 2 [46]

Ação sísmica Tipo 2				
Tipo de terreno	S_{max}	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

As expressões 3.9, 3.10 e 3.11 representam a determinação do coeficiente do solo, S , contudo, em situações onde a estrutura está sujeita a uma elevada ação sísmica, a norma permite reduzir este valor de acordo com o valor da aceleração.

$$\text{Para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} \quad 3.9$$

$$\text{Para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} (a_g - 1) \quad 3.10$$

$$\text{Para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = 1,0 \quad 3.11$$

3.3.3.5. Combinações da ação sísmica com outras ações

Face a um qualquer ação dinâmica a estrutura apresenta uma resposta que pode ser representada pela equação fundamental da dinâmica (Expressão 3.12), que está diretamente relacionada com a massa, rigidez e amortecimento da mesma, resultante das forças de inércia (aplicando a segunda lei de Newton obtemos que a força de inércia é igual ao produto entre a massa e a aceleração aplicada na respetiva massa), forças elásticas e forças de amortecimento, respetivamente.

$$f_i + f_a + f_e = 0 \text{ ou } p(t) \quad 3.12$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \text{ ou } p(t) \quad 3.13$$

A importância da massa do sistema é bastante relevante para os efeitos de inércia da ação sísmica e, por isso, é importante avaliar a sua presença associada a todas as forças gravíticas que efetivamente serão mobilizadas na ocorrência de uma ação sísmica. A determinação das massas resulta da combinação seguinte:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad 3.14$$

em que:

$G_{k,j}$ – valor característico da ação permanente j ;

$Q_{k,i}$ – valor característico da ação variável acompanhante i ;

$\Psi_{E,i}$ – coeficiente de combinação para a ação variável i .

O fator $\Psi_{E,i}$ representa a diminuição da participação das forças gravíticas variáveis à ação sísmica com o objetivo de considerar a não simultaneidade de todas as ações variáveis na estrutura durante a ocorrência do sismo, dependendo da tipologia de ocupação do edifício. A determinação do valor deste fator para o cálculo dos esforços sísmicos é realizada com base na Expressão 3.15.

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad 3.15$$

em que:

Ψ_{2i} – coeficiente de combinação para o valor quase-permanente da ação variável Q_i ;

φ – coeficiente que depende da tipologia de ocupação do edifício e das atividades que nele se praticam e cujos valores são apresentados no Quadro 3.10.

Quadro 3.10 - Coeficiente de combinação associado à tipologia de ocupação do edifício, φ [46]

Tipo de ação variável	Piso	φ
Categorias A-C	Cobertura	1,0
	Pisos com ocupações correlacionadas	0,8
	Pisos com ocupações independentes	0,5
Categorias D-F e arquivos		1,0

Em situações de projeto, a ação sísmica deve ser combinada com as restantes ações aplicadas na estrutura de forma a obter os esforços atuantes aquando da ocorrência de um sismo. Para a determinação dos esforços, as ações devem ser combinadas de acordo com a expressão fornecida pelo EC0, Expressão 3.16.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 3.16$$

em que:

$G_{k,j}$ – valor característico da ação permanente j ;

P – valor representativo de uma ação de pré-esforço;

$Q_{k,i}$ – valor característico da ação variável acompanhante i ;

A_{Ed} – valor de cálculo da ação sísmica.

Segundo o EC8, a ação sísmica horizontal é decomposta em duas componentes ortogonais independentes, representadas pelo mesmo espectro de resposta e que atuam em simultâneo. A resposta da estrutura deve ser calculada de modo independente, para as direções x e y , e com isso obter o valor máximo de cada efeito, a partir da raiz quadrada da soma dos quadrados dos esforços devidos a cada direção. A norma permite que sejam utilizados modelos de cálculo mais rigorosos com o objetivo de levar em consideração a simultaneidade dos vários efeitos da ação sísmica nas duas componentes horizontais referidas [50].

Por simplificação, o Eurocódigo apresenta duas combinações (Expressões 3.17 e 3.18), para a direção X e Y , para o cálculo dos esforços devidos à combinação das componentes horizontais.

$$E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} \quad 3.17$$

$$0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \quad 3.18$$

3.3.4. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

O Eurocódigo apresenta uma metodologia para a consideração dos efeitos de segunda ordem que consiste em aplicar um fator de amplificação dos esforços sísmicos, α , e que, segundo vários estudos [51], ganha maior importância quanto maior for a classe de ductilidade da estrutura.

Para o cálculo do coeficiente α , é necessário determinar os valores das cargas verticais, P_{tot} , $drift's$, d_r , e forças de corte, V_{tot} , em cada piso, de modo a definir a importância das forças horizontais em analogia com as verticais.

Para determinação do fator de ampliação dos esforços sísmicos, o EC8 propõe a avaliação do coeficiente de sensibilidade, θ , que pode ser entendido, segundo a Fig. 3.5, como o quociente entre o agravamento do momento fletor devido aos efeitos de segunda ordem, ΔM_2 , e o momento fletor de primeira ordem, M_1 , determinados pelas expressões 3.19 e 3.20. Dessa forma, de acordo com o valor de θ , o valor de α pode ser definido de acordo com o Quadro 3.11.

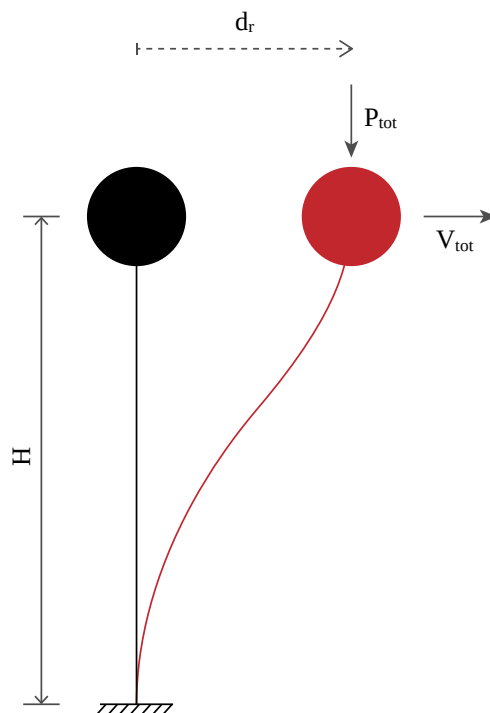


Fig. 3.5 - Definição dos efeitos de segunda ordem [52]

$$M_1 = V_{tot} \cdot h \quad 3.19$$

$$\Delta M_2 = P_{tot} \cdot d_r \quad 3.20$$

$$\theta = \frac{\Delta M_2}{M_1} = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad 3.21$$

em que:

P_{tot} – carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado;

d_r – valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos (*drift*);

V_{tot} – força de corte sísmica total;

h – altura entre pisos.

Estes efeitos sofrem bastante influência com o coeficiente de comportamento, uma vez que, à medida que o coeficiente aumenta, os valores da carga gravítica total e do deslocamento médio entre pisos mantêm-se constantes, uma vez que não são dependentes do valor do coeficiente de comportamento definido, enquanto que o valor das forças de corte sísmicas totais sofrem uma redução. Esta redução das forças de corte reflete-se no aumento do coeficiente de sensibilidade que, por sua vez, aponta para uma maior relevância dos efeitos de segunda ordem.

Quadro 3.11 - Fator de amplificação dos esforços sísmicos, α [46]

θ	α
$\theta \leq 0,1$	$\alpha = 1$
$0,1 < \theta \leq 0,2$	$\alpha = \frac{1}{1 - \theta}$
$0,2 < \theta \leq 0,3$	(1)

3.3.5. LIMITAÇÃO DE DANOS

Como referido inicialmente, o EC8 exige que as estruturas localizadas em zonas sísmicas devem ser dimensionadas com o objetivo de satisfazer os dois requisitos fundamentais. De forma a satisfazer o requisito de limitação de danos, a norma exige que os deslocamentos entre pisos, *drift's* na literatura anglo-saxónica, sejam limitados de acordo com o comportamento e fixação dos elementos não estruturais.

Para este efeito, os edifícios são diferenciados em três categorias: edifícios com elementos não estruturais compostos por materiais frágeis e fixos à estrutura, edifícios com elementos não estruturais dúcteis e edifícios sem elementos estruturais ou com elementos não estruturais fixos de forma a não modificar o comportamento da estrutura. A cada tipologia de edifícios são impostas, respetivamente, distintas limitações de deslocamentos, Expressões 3.22, 3.23 e 3.24.

$$d_r v \leq 0,005 h \quad 3.22$$

$$d_r v \leq 0,0075 h \quad 3.23$$

$$d_r v \leq 0,010 h \quad 3.24$$

em que:

d_r – valor de cálculo do deslocamento entre pisos (*drift*);

h – altura entre pisos;

v – coeficiente de redução associado ao menor período de retorno do requisito de limitação de danos.

3.3.6. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS

As estruturas pré-fabricadas de betão, de forma muito sintética, são estruturas que têm como objetivo acelerar processos de construção, economizar matéria-prima e reduzir mão de obra, contudo, o seu

(1) Deverá proceder-se a uma análise exata dos efeitos de segunda ordem

funcionamento assemelha-se a estruturas de betão moldadas *in situ* e por isso o EC8 apresenta prontamente no início da secção relativa a estruturas pré-fabricadas de betão a seguinte exigência:

“*Salvo indicação em contrário (ver 5.11.1.3.2(4)), aplica-se o disposto na secção 5 da presente Norma e na EN 1992-1-1:2004, secção 10.*”, onde a secção 5 diz respeito às regras específicas para edifícios de betão.

Perante a exigência da norma, devemos dimensionar os edifícios constituídos por elementos pré-fabricados de betão de acordo com todas as secções relativas a edifícios de betão e também a secção alusiva a estruturas pré-fabricadas de betão (secção 5.11). É necessário salientar que todas as secções relativas a requisitos de desempenho, condições do terreno, ação sísmica e projeto de edifícios se aplicam de igual forma a este tipo de estruturas.

Nos subcapítulos seguintes são enumerados alguns requisitos presentes no Eurocódigo 8, em particular para estruturas pré-fabricadas de betão.

3.3.6.1. Sistemas estruturais

Em conformidade com a distinção dos tipos estruturais para a generalidade das estruturas de betão (3.3.2), as estruturas pré-fabricadas podem ser classificadas num dos seguintes sistemas:

- Sistemas porticados;
- Sistemas de paredes;
- Sistemas mistos (pórticos pré-fabricados associados a paredes pré-fabricadas ou monolíticas).

Em complemento aos sistemas estruturais permitidos anteriormente, as estruturas pré-fabricadas podem também ser classificadas como:

- Estruturas de painéis de parede (estruturas com paredes cruzadas);
- Estruturas celulares (sistemas pré-fabricados monolíticos de uma divisão).

Para a aplicação da secção relativa a estruturas pré-fabricadas de betão, os edifícios devem ser classificados num dos sistemas estruturais supramencionados.

3.3.6.2. Ligações dos elementos

Na ocorrência de um sismo o comportamento da estrutura é governado, essencialmente, pela tipologia e localização das ligações que afetam a deformabilidade, rigidez, ductilidade e capacidade de dissipação de energia da estrutura e, para isso, o Eurocódigo determina a necessidade de identificação dos efeitos que as ligações têm na capacidade de dissipação de energia na estrutura.

Segundo este documento, é possível classificar as ligações em três grupos distintos, de acordo com a sua posição face à zona crítica:

- a) Ligações localizadas claramente fora das zonas críticas, Fig. 3.6 a), não afetando a resposta inelástica do sistema estrutural nem a capacidade de dissipação de energia da estrutura;
- b) Ligações localizadas dentro das zonas críticas, mas sobredimensionadas em relação ao resto da estrutura, Fig. 3.6 b), nas quais, em situação de projeto sísmica, ocorrem respostas elásticas em contraste com as zonas críticas, onde ocorrem respostas não elásticas;
- c) Ligações localizadas dentro das zonas críticas com ductilidade considerável, Fig. 3.6 c), cuja principal função é a dissipação de energia.

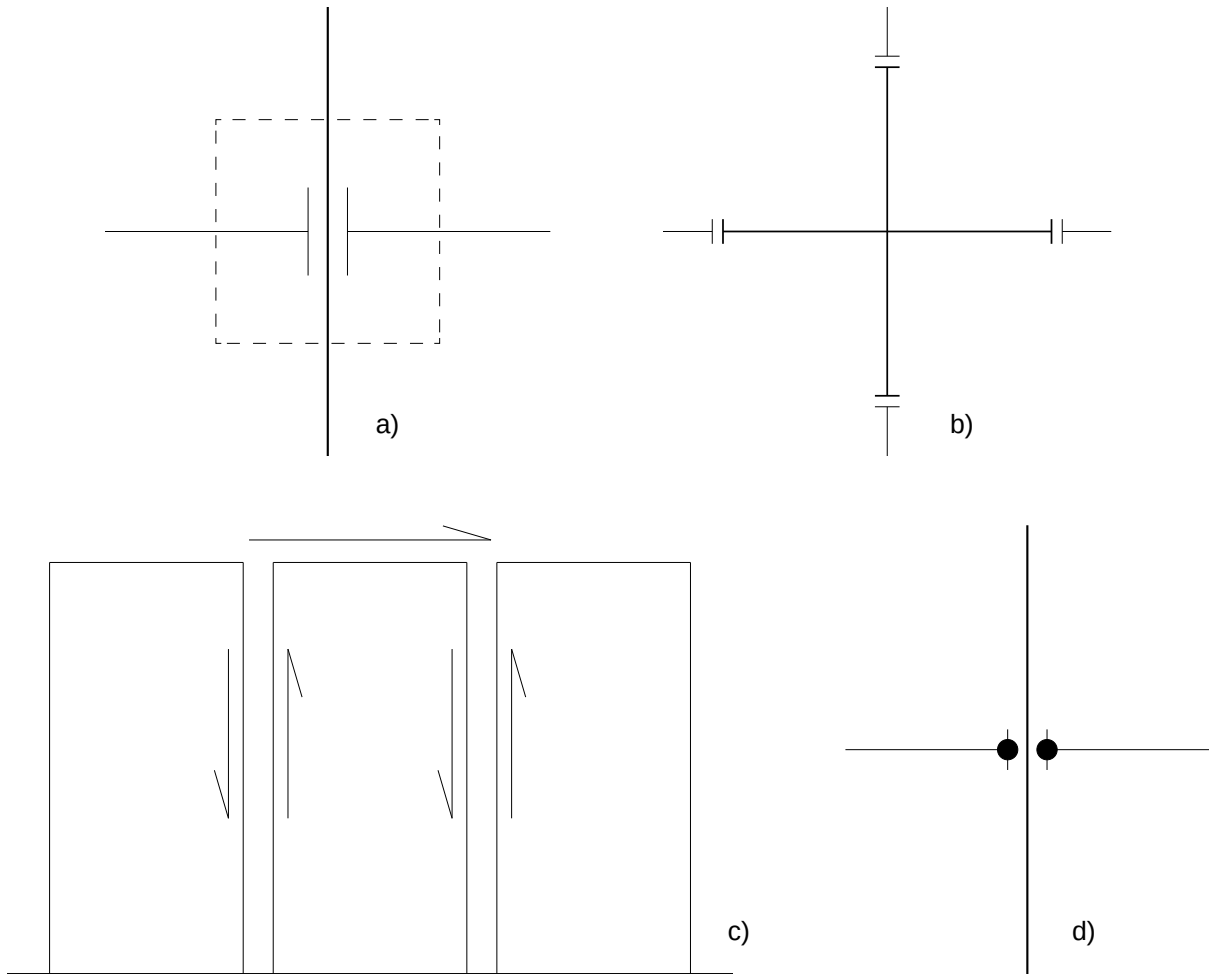


Fig. 3.6 - a) Ligações fora das zonas críticas; b) Ligações dentro da zona crítica, mas sobredimensionadas; c) Ligações dúcteis em grandes painéis; d) Ligações dúcteis de continuidade dentro das zonas críticas [46]

Cada tipologia de ligação deve respeitar as disposições exigidas pela norma de forma a garantir o comportamento esperado e a segurança necessária para a estrutura. Para as ligações do tipo **a)**, estas devem estar localizadas a uma distância igual a , pelo menos, ao valor da maior dimensão da secção transversal do elemento onde está localizada a zona crítica e devem ser dimensionadas para um esforço transversal calculado a partir da Expressão 3.25, com um valor de γ_{Rd} igual a 1,1 para a classe de ductilidade DCM e a 1,2 para DCH. Este tipo de ligações deve ainda ser dimensionado para um momento fletor maior ou igual ao momento atuante e a 50% do momento resistente da zona de extremidade, M_{rd} , multiplicado por γ_{Rd} .

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad 3.25$$

No caso das ligações sobredimensionadas, tipo **b)**, estas devem, tal como as anteriores, ser dimensionadas pela capacidade real; todavia os valores de γ_{Rd} devem ser modificados para 1,2 e 1,35 para as classes de ductilidade DCM e DCH, respetivamente.

Para o dimensionamento de ligações de dissipação de energia, tipo **c)** e **d)**, os critérios de ductilidade local devem ser respeitados, caso contrário, devem realizar-se ensaios cíclicos demonstrativos da capacidade de deformação cíclica estável e dissipação de energia da ligação.

3.3.6.3. Coeficiente de comportamento

Com vista a ter em consideração a maior ou menor capacidade de dissipação de energia por parte da estrutura, o Eurocódigo 8 propõe a utilização de um coeficiente de comportamento para as estruturas pré-fabricadas, q_p , que deve ser reduzido, em relação ao coeficiente de comportamento associado às estruturas correntes de betão, dependendo da tipologia das ligações existentes. O coeficiente de comportamento deve ser calculado segundo a Expressão 3.26.

$$q_p = k_p \cdot q \quad 3.26$$

em que:

q – coeficiente de comportamento determinado conforme a Expressão 3.2;

k_p – fator de redução que depende da capacidade de dissipação de energia da estrutura pré-fabricada e cujos valores são apresentados no Quadro 3.12.

Quadro 3.12 - Fator de redução do coeficiente de comportamento, k_p

Tipologia ligação		k_p
Ligações localizadas fora das zonas críticas	a.	1,0
Ligações sobredimensionadas	b.	
Ligações de dissipação de energia	c. / d.	
Outro tipo de ligações		0,65

Em situações excecionais, onde não são cumpridos os requisitos estipulados no EC8 na secção afeta às estruturas pré-fabricadas de betão, o coeficiente de comportamento, q_p , não deve ser considerado superior a 1,5.

3.3.6.4. Disposições específicas dos elementos pré-fabricados

As estruturas pré-fabricadas de betão localizadas em zonas de sismicidade considerável requerem medidas adicionais em comparação com as estruturas moldadas *in situ* e para isso, o EC8 exige, na secção 5.11.3, que sejam respeitadas todas as disposições relativas às estruturas moldadas *in situ* (Quadro 3.13) e acrescenta, para as vigas pilares e paredes, algumas disposições adicionais, em número ligeiramente reduzido para os dois primeiros elementos, de forma a melhorar o comportamento global da estrutura.

Quadro 3.13 - Disposições das estruturas moldadas *in situ* a aplicar nas estruturas pré-fabricadas

Elemento	Disposições EC8 - <i>in situ</i>
Vigas	Esforços de cálculo em DCM – Generalidades
	Verificações em DCM em relação ao ELU e disposições construtivas - Vigas
	Esforços de cálculo em DCH – Vigas
	Verificações em DCH em relação ao ELU e disposições construtivas - Vigas
Pilares	Verificações em DCM em relação ao ELU e disposições construtivas - Pilares
	Verificações em DCH em relação ao ELU e disposições construtivas - Pilares

Para as vigas, a norma acrescenta às disposições anteriormente referidas que, caso estes elementos sejam simplesmente apoiados, devem assegurar a transmissão das forças horizontais sem ter em consideração os efeitos de atrito que se desenvolvem entre as faces dos elementos ligados, obrigando assim o projetista a conceber um mecanismo no interior ou exterior da ligação que permita esta transmissão de esforços como por exemplo a instalação de um ou mais varões no interior dos elementos (Fig. 2.41).

Relativamente aos elementos verticais do tipo pilar, o EC8 exige apenas 2 disposições adicionais: uma relacionada com as ligações pilar-pilar e outra com a fixação dos pilares em fundações de encaixe. Na primeira disposição adicional apresentada, o regulamento apenas permite que estas ligações sejam realizadas no interior das zonas críticas apenas quando a estrutura é dimensionada para uma classe de ductilidade DCM. No caso de a estrutura constituir um sistema porticado pré-fabricado cujas ligações viga-pilar sejam articuladas, a ligação pilar-fundação deve ser sobredimensionada e realizada com apoio em fundações de encaixe de modo a conceber uma fixação total entre os dois elementos.

As disposições adicionais mencionadas anteriormente são resumidas no Quadro 3.14.

Quadro 3.14 - Disposições adicionais

Elementos	Situação	Exigência EC8
Vigas	-	Desconsideração do efeito de atrito
Pilares	Ligação pilar-pilar no interior da zona crítica	Apenas em DCM
	Ligações viga-pilar articuladas	Ligação pilar-fundação sobredimensionada
		Fundação de encaixe

A ocorrência de uma ação sísmica pode originar esforços de tração em zonas de extremidade das paredes e para que as juntas horizontais e verticais apresentem um comportamento adequado a este tipo de esforços, a norma exige que, no caso de ligações horizontais entre dois painéis estarem parcialmente tracionadas, as juntas deverão apresentar uma indentação ao longo da totalidade da mesma.

Os deslocamentos relativos entre dois painéis unidos verticalmente devem-se principalmente ao esforço de corte que ocorre nas juntas entre os elementos. As juntas verticais merecem grande atenção na fase de dimensionamento e conceção, uma vez que as mesmas apresentam uma relevante capacidade de dissipação de energia. Reflexo desta preocupação é a quantidade de armadura requerida pelo EC8 para que estas ligações apresentem um comportamento apropriado face à fendilhação e à perda brusca de rigidez.

Algumas exigências para este tipo de ligações estão presentes no Quadro 3.15 com a correspondência da localização na Fig. 3.7.

Quadro 3.15 - Exigências para ligações verticais de painéis pré-fabricados

Localização	Situação	Exigência EC8
A	Ligação comprimida	$A_{min} = 0,10 \%$
	Ligação comprimida + tracionada	$A_{min} = 0,25 \%$
	-	Armadura concentrada em 3 bandas (superior, média e inferior)
B	-	$\rho_{c,min} = 1 \%$

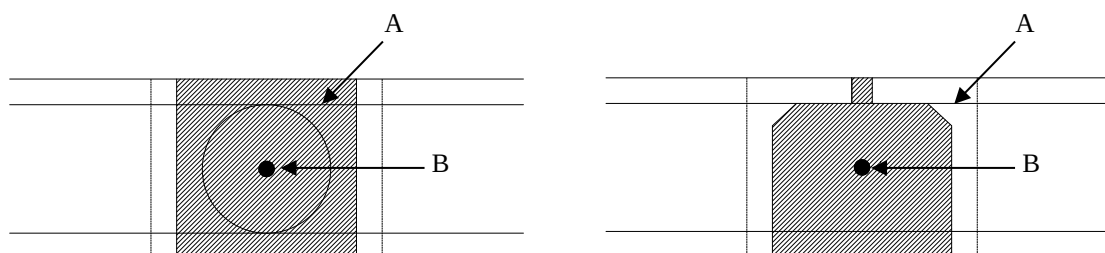


Fig. 3.7 - Localização da armadura nas ligações verticais entre painéis [46]

As aberturas em elementos laminares apresentam invariavelmente concentrações de tensões nas suas extremidades e de modo a serem acauteladas falhas e patologias na vizinhança destas aberturas, estas devem ser localizadas a uma distância superior a $2,5b_w$ da junta vertical, caso contrário o painel deve ser pormenorizado na zona de descontinuidade.

Um dos requisitos fundamentais dos elementos de laje é o seu comportamento como diafragma rígido, isto é, possuir rigidez infinita no plano e apresentar o comportamento de corpo rígido quando movimentado horizontalmente e, de modo a atingir este comportamento, as normas exigem espessuras mínimas para estes elementos.

O EC8 exige que as lajes maciças betonadas *in situ* possuam uma espessura mínima de 70 mm e que contenham armadura mínima em duas direções horizontais a fim de obter um comportamento semelhante a um diafragma. De forma análoga às lajes maciças betonadas *in situ*, as lajes pré-fabricadas necessitam de apresentar um comportamento de diafragma rígido.

No caso de pavimentos constituídos por elementos pré-fabricados é necessário que sejam cumpridas espessuras mínimas da lâmina de compressão betonada *in situ* (Quadro 3.16) e outros requisitos relacionados com a colocação de cintas de aço e ligações entre os elementos estruturais.

Quadro 3.16 - Espessuras mínimas da lâmina de compressão

Vão entre apoios	Espessura da lâmina de compressão
< 8 m	≥ 40 mm
≥ 8 m	≥ 50 mm

3.4. DRAFT EUROCÓDIGO 8 – 2022

As normas estão em constante evolução e a primeira versão do EC8 não é exceção. O EC8 irá sofrer alterações de modo a proporcionar mais comodidade no momento de aplicação das regras por parte dos engenheiros projetistas e fornecer especificações adicionais que anteriormente não eram apresentadas na versão de 2010.

Apesar da nova versão da norma se encontrar ainda em formato *draft*, é possível apontar algumas diferenças substanciais no que diz respeito ao dimensionamento sísmico de estruturas pré-fabricadas.

Primeiramente, uma das grandes alterações prende-se na classificação das estruturas acerca da sua ductilidade, resultando assim numa diferenciação nas classes de ductilidade e nova nomenclatura das mesmas. Resultado da pouca utilização de edifícios com elevada ductilidade, a classe DCH deixa de existir e de forma a que a transição entre a classe DCL e DCM seja mais suave formulou-se uma categoria de transição. Na Fig. 3.8 é possível fazer uma comparação entre as classes de ductilidade entre a primeira versão do EC8 e a futura.



Fig. 3.8 - Alterações e correspondências das classes de ductilidade (EC8-2010 vs. *Draft* EC8-2022) [47]

em que:

DC1 – classe de ductilidade 1;

DC2 – classe de ductilidade 2;

DC3 – classe de ductilidade 3.

A ação sísmica será também objeto de retificação, resultando na determinação do espectro de resposta elástico, através de um valor de aceleração de patamar, S_a , de uma aceleração correspondente a um período de 1 segundo, S_b , e dos restantes períodos de transição das curvas do espectro de resposta. Apresenta-se a figura comparativa (Fig. 3.9) da forma do espectro de resposta para a futura versão e

para a presente versão do EC8. No entanto, na presente dissertação o tópico da ação sísmica através da futura versão do EC8 não será aprofundado.

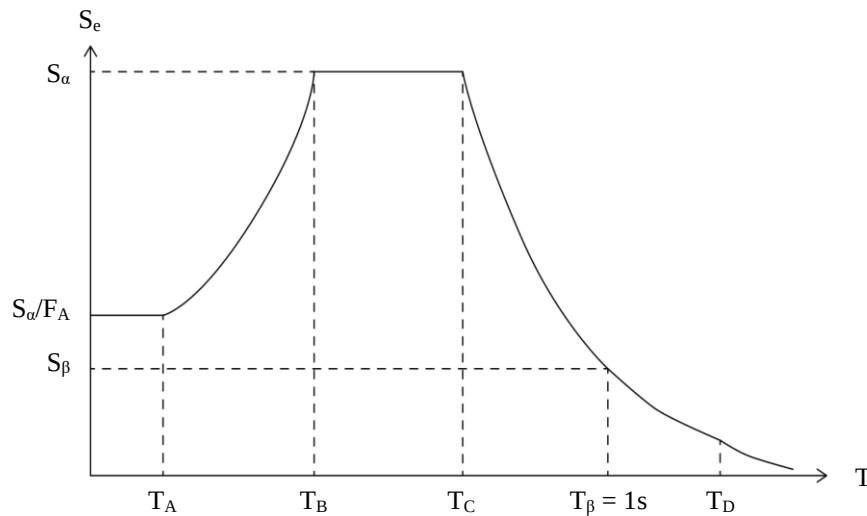


Fig. 3.9 - Espectro de resposta proposto no *draft*

Outra grande alteração na futura versão será o coeficiente de comportamento associado a estruturas pré-fabricadas de betão. Anteriormente, a determinação do coeficiente era apenas assente na Expressão 3.26 que o definia, de modo proporcional ao coeficiente de comportamento de estruturas betonadas *in situ*, de acordo com a tipologia das ligações. Entretanto, na versão *draft* do futuro EC8, este fator é bastante sensível ao comportamento e tipo de estrutura, resultando numa extensa tabela de valores de coeficientes de comportamento. No novo EC8, é apresentada uma nova expressão para calcular o coeficiente de comportamento, Expressão 3.27, considerando vários fatores associados à sobrerresistência e à capacidade de dissipação de energia do sistema.

$$q = q_R \cdot q_S \cdot q_D \quad 3.27$$

em que:

q_R – fator relacionado com a sobrerresistência resultante da redistribuição dos efeitos da ação sísmica em estruturas redundantes

q_S – fator relacionado com a sobrerrestistência resultante de outras fontes;

q_D – fator que representa a capacidade de deformação e dissipação do sistema.

Inicialmente, no subcapítulo da versão *draft* do EC8, as ligações viga-pilar são classificadas de acordo com os momentos resistentes na ligação, para tal, a norma define que essa classificação deve ser realizada segundo o Quadro 3.17.

Quadro 3.17 - Classificação das ligações viga-pilar em estruturas resistentes a momentos

Tipo de ligação		Condição
<i>Strong partial strength</i>	Forte	$M_{Rd} > \frac{M_{Rd,inf}}{2}$
<i>Weak partial strength</i>	Fraca	$M_{Rd} \leq \frac{M_{Rd,inf}}{2}$

em que:

M_{Rd} – momento resistente de dimensionamento;

$M_{Rd,inf}$ – momento resistente na base do pilar conectado.

Ao invés do EC8-2010, onde as estruturas classificadas como DCL poderiam ser projetadas aplicando apenas as disposições do EC2 e o espectro de resposta com um coeficiente de comportamento, q , de valor igual a 1,5, a nova versão não só apresenta vários valores para o coeficiente de comportamento como algumas disposições para a classe correspondente, DC1.

Relativamente ao comportamento de diafragma rígido, a exigência está também contida na versão *draft* e como resultado, todas as especificações relativas a diafragmas rígidos expostas no subcapítulo dedicado ao EC8-2010 estão presentes de igual forma no futuro EC8, tais como a espessura mínima da laje ou da lâmina de compressão e a necessidade de colocação de pelo menos a quantidade mínima de armadura em duas direções ortogonais.

Na versão *draft* são apresentadas novidades relevantes para as estruturas resistentes a momentos, tais como:

- Ligações viga-pilar poderão ser realizadas através de betonagem *in situ*, devendo respeitar as exigências de ductilidade local para as ligações concebidas no local;
- Resistência ao corte dos elementos juntos às ligações deve ser pelo menos igual a 1,5 vezes maiores que o valor atuante.

De acordo com a classe de ductilidade definida, distintas verificações adicionais são exigidas para cada classe. Apresentam-se de seguida, no Quadro 3.18, as regras adicionais para as diferentes classes de ductilidade das estruturas pré-fabricadas de betão.

Quadro 3.18 - Regras adicionais para as estruturas pré-fabricadas de betão

Classe de ductilidade	Verificações necessárias
DC1	$V_{Ed} \geq \frac{\Delta M_{Ed}^{(2)}}{h_{s,cl}}$
Verificações para vigas e pilares de estruturas <i>in situ</i>	
	Se $\theta \leq 0,05$; $b \geq 200$ mm
	Pilares em consola
	Se $\theta > 0,05$: $b \geq \max\left(\frac{l}{200}; 200 \text{ mm}^{(3)}; 300 \text{ mm}^{(4)}\right)$
	Vigas com ligações fracas $l_{cr} = \max(2 b_{max}; 1,00 \text{ m})$
DC2	Dissipação de energia nos elementos $\gamma_{Rd} = 1,20$
DC3	Verificações de laços e acopladores mecânicos de estruturas <i>in situ</i>
	Dissipação de energia nas ligações $\gamma_{Rd} = 1,25^{(5)}$
	$f_{y,Rd} \geq 1,2 f_{y,Rd}^{(6)}$
	$V_{Ed} \geq 1,15 \frac{\Delta M_{Ed}^{(3)}}{h_{s,cl}}$
	$V_{Ed} \geq 1,25 \frac{\Delta M_{Ed}^{(4)}}{h_{s,cl}}$

3.5. NORMA NORTE-AMERICANA (ACI 318-19)

A norma ACI 318-19 distingue os sistemas pré-fabricados em 3 grupos: pórticos especiais com resistência a momentos, paredes especiais e paredes intermediárias, correspondendo, respetivamente, às designações *precast special moment frames* (SMF), *precast special shear walls* (SSW) e *precast intermediate shear walls* (ISW) nas norma norte-americanas [53]. Os SMF podem ainda ser distinguidos de acordo com a tipologia das ligações que os constituem, sendo que estas ligações podem ser designadas como fortes se apresentarem um comportamento elástico durante a plastificação do elemento

⁽²⁾ Aplica-se em ligações articuladas ou ligações fracas com resistência parcial;

⁽³⁾ Aplica-se apenas à classe DC2;

⁽⁴⁾ Aplica-se apenas à classe DC3;

⁽⁵⁾ Fator a ser multiplicado pela regra de *capacity design* estabelecida para estruturas *in situ*;

⁽⁶⁾ A condição deve ser entendida como: A tensão de cedência dos elementos de junta que não são concebidos para que apresentem cedência após a ocorrência de um sismo devem ser dimensionados para uma tensão de cedência resistente de 1,2 vezes maior que a resistência de cedência da componente que apresenta cedência nas juntas.

ou dúcteis se, em contraste com as fortes, apresentarem plastificação, assemelhando-se ao comportamento de ligações monolíticas.

No esquema da Fig. 3.10, são apresentadas as secções da norma ACI 318-19 referentes aos diferentes sistemas anteriormente abordados, contudo, tal como o EC8, a conceção de estruturas pré-fabricadas de betão deve atentar também às regras associadas às estruturas de betão moldadas *in situ*.

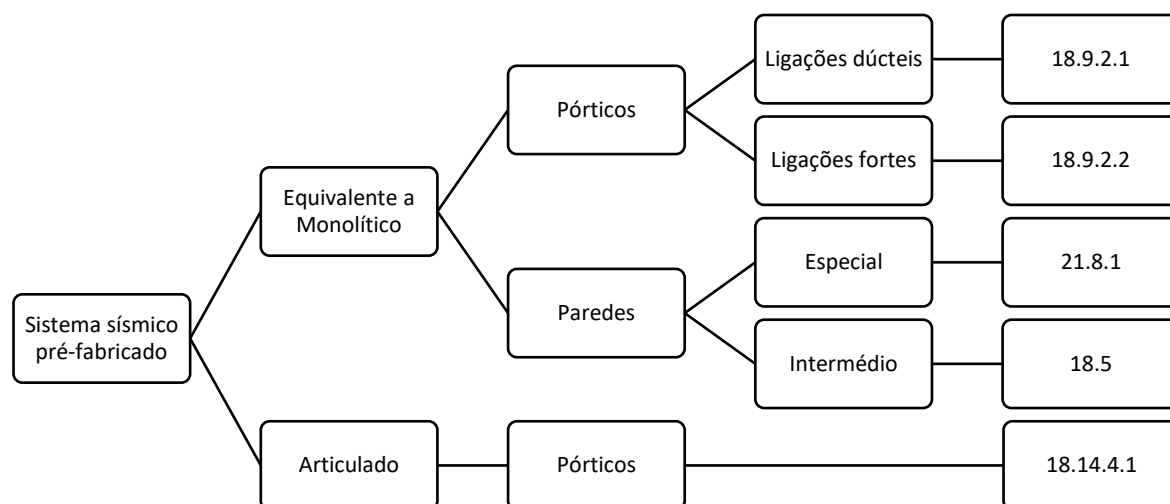


Fig. 3.10 - Cronograma das secções da norma ACI 318-19 afetas aos diferentes tipos de estruturas [54]

A norma ACI 318-19 distingue, através da tipologia das ligações, os SMF em dois grupos, SMF com ligações fortes e SMF com dúcteis. No caso dos SMF constituídos por ligações dúcteis, é necessário cumprir os requisitos para estruturas betonadas *in situ* segundo as secções 18.6, 18.7 e 18.8, adicionalmente e devido ao facto de serem ligações entre elementos pré-fabricados, deve cumprir-se o requisito que controla o atrito nas faces das ligações, expresso pela seguinte comparação:

$$V_n = \mu \cdot A_{vf} \cdot f_y \quad 3.28$$

$$V_n \geq 2 V_e \quad 3.29$$

em que:

V_n – capacidade de atrito de corte das ligações;

V_e – força de corte de dimensionamento incluindo efeitos sísmicos;

A_{vf} – área de armadura que atravessa o plano de corte;

μ – coeficiente de atrito, de acordo com o Quadro 3.19;

f_y – tensão de cedência das armaduras;

Quadro 3.19 - Coeficiente de atrito, μ

Condições da face de contacto entre elementos	μ ⁽⁷⁾
Betão moldado <i>in situ</i>	1,4
Junta seca com rugosidade	1,0
Junta seca sem rugosidade	0,6
Juntas onde o corte é transferido através de varões	0,7

Caso os SMF sejam formados por ligações fortes, como o exemplo da Fig. 3.11 apresentada na norma ACI 318-19, devem respeitar as secções das estruturas betonadas *in situ*, de forma idêntica às ligações dúcteis, e os seguintes requisitos:

Quadro 3.20 - Requisitos para ligações SMF fortes segundo o ACI 318-19

Ligação	Expressão
Viga-viga	$\phi S_n \geq S_e$
Pilar-pilar	$\phi S_n \geq 1.4 S_e$
	$\phi M_n \geq 0.4 M_{pr}$

em que:

S_n – resistência nominal da ligação ao esforço transversal, axial ou flexão;

S_e – força máxima provável em flexão, corte ou axial que pode desenvolver-se nas ligações devido ao mecanismo de comportamento inelástico;

ϕ – fator de redução da resistência;

M_{pr} – resistência à flexão provável dos elementos, com ou sem carga axial.

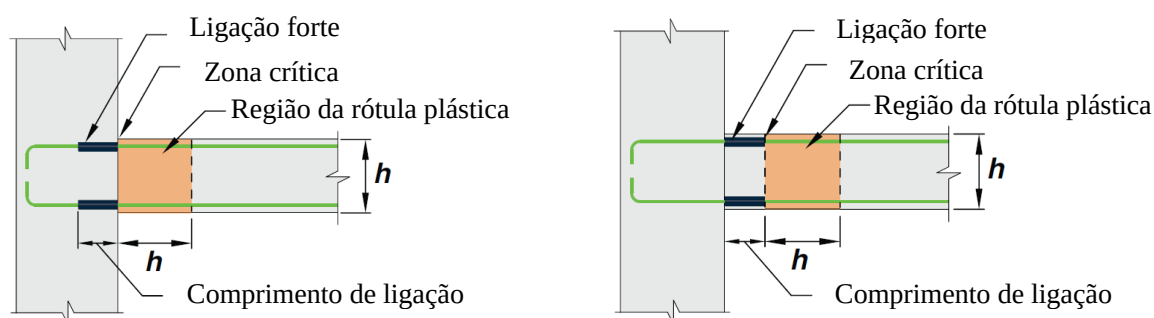


Fig. 3.11 - Exemplos da norma de ligações SMF [53]

⁽⁷⁾ Caso seja utilizado betão leve, os valores devem ser reduzidos pelo fator λ de acordo com a secção 19.2.4 do ACI 318-19.

As ISW são escassamente abordadas na norma americana, visto que esta se limita a indicar dois requisitos relativamente às ligações entre painéis e entre painéis e fundações. Inicialmente, a norma pretende que estes sistemas sejam capazes de sofrer cedência unicamente nos elementos de aço ou nas armaduras, contudo, na secção seguinte, assume que este requisito possa não ser cumprido. No caso, e se forem utilizadas emendas mecânicas para ligar diretamente o reforço primário, a resistência da ligação, S_n , deve ser determinada segundo a expressão seguinte:

$$S_n \geq 1.5 S_y \quad 3.30$$

em que:

S_y – resistência à cedência da ligação.

4

CASO DE ESTUDO

4.1. INTRODUÇÃO

Na indústria da construção, a pré-fabricação tem ganho cada vez mais destaque e a integridade dos edifícios face às ações sísmicas tem representado um aumento de mais de 150% no número de artigos publicados face ao ano de 2010. De modo a analisar o comportamento global de uma estrutura pré-fabricada e a resposta das ligações face às ações sísmicas foi estudado um edifício habitacional cuja estrutura é constituída por elementos pré-fabricados de betão, localizado no distrito do Porto, zona de menor sismicidade do país, e que foi previamente dimensionado pela empresa A400 - Projetistas e Consultores de Engenharia, Lda.

Para realização da análise sísmica do edifício, recorreu-se à modelação e obtenção dos resultados através do *software* de cálculo ETABS e das funcionalidades fornecidas pelo mesmo. Para o tratamento e análise de dados foi utilizado o programa Microsoft Excel, uma vez que permite de forma mais simples e eficiente a manipulação dos dados obtidos.

No presente capítulo são apresentadas as várias particularidades da pré-fabricação na fase de modelação da estrutura e das ações relevantes para a análise sísmica do edifício, bem como as diferentes etapas para a definição da regularidade em altura e planta do edifício.

4.2. APRESENTAÇÃO

O edifício em estudo, executado pela Ferreira Build Power, trata-se de um corpo retangular em planta, bastante regular apesar da sua ligeira assimetria, com dimensões de 30 x 15 m² e contabilizando 12 pisos acima do solo para utilização habitacional. Cada piso possui um pé-direito de 3 metros, totalizando o edifício 36 metros de altura. Relativamente aos elementos resistentes às ações laterais, o edifício é constituído por duas paredes resistentes, junto às faces laterais, com 20 cm de espessura, um núcleo rígido de dimensões consideráveis situado na zona central da face superior e pilares no interior e no perímetro do mesmo.

O local de implantação do edifício em estudo encontra-se representado na Fig. 4.1 pelo retângulo vermelho e, de forma a simplificar o estudo, os pisos enterrados existentes no projeto não foram considerados, abordando apenas a estrutura acima da cota dos mesmos.



Fig. 4.1 - Localização do edifício em estudo [55]

Na Fig. 4.2 é apresentada uma vista em 3D do modelo em REVIT dos elementos estruturais do edifício em estudo, seguida da planta estrutural tipo dos pisos 1 a 11 (Fig. 4.3) e da cobertura (Fig. 4.4), bem como os seus alçados (Fig. 4.5). A planta apresentada foi designada como planta tipo apesar da variação em altura dos pilares nos primeiros quatro pisos.

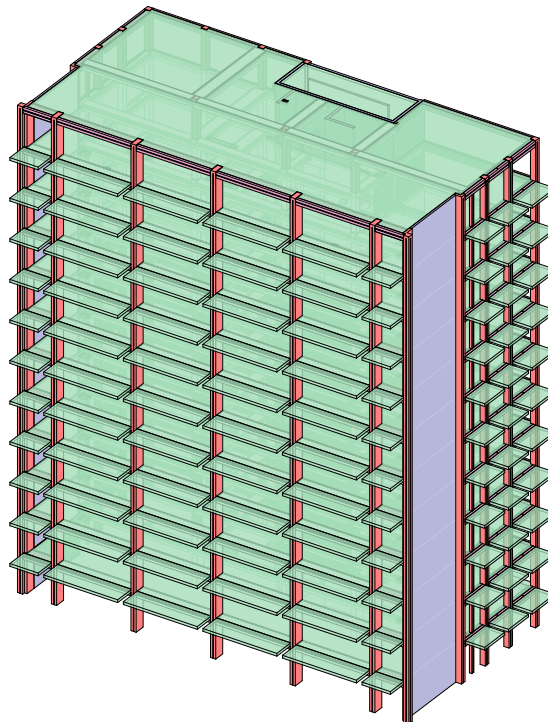


Fig. 4.2 - Modelo tridimensional da estrutura do edifício

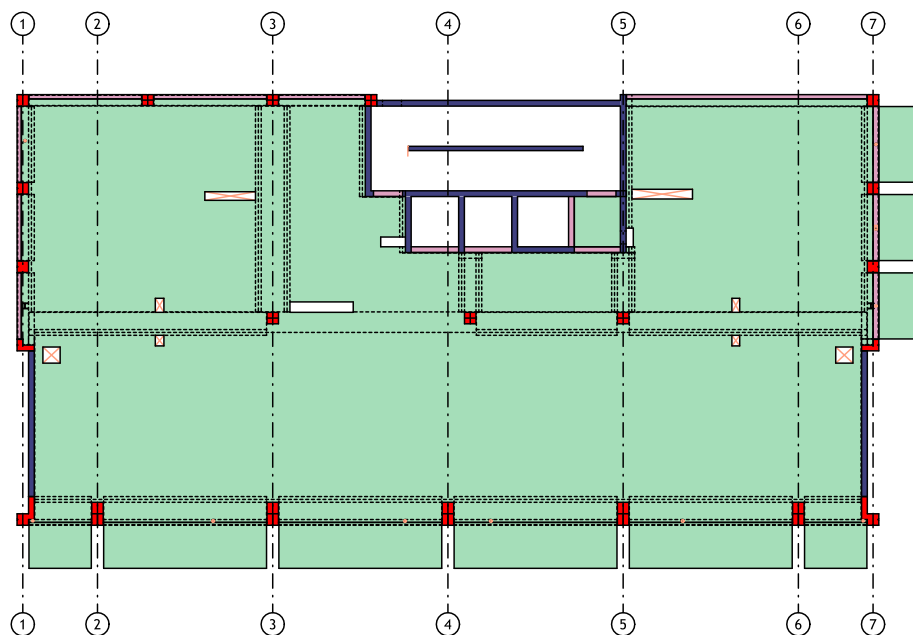


Fig. 4.3 - Planta do piso tipo (Pisos 1 até 11)

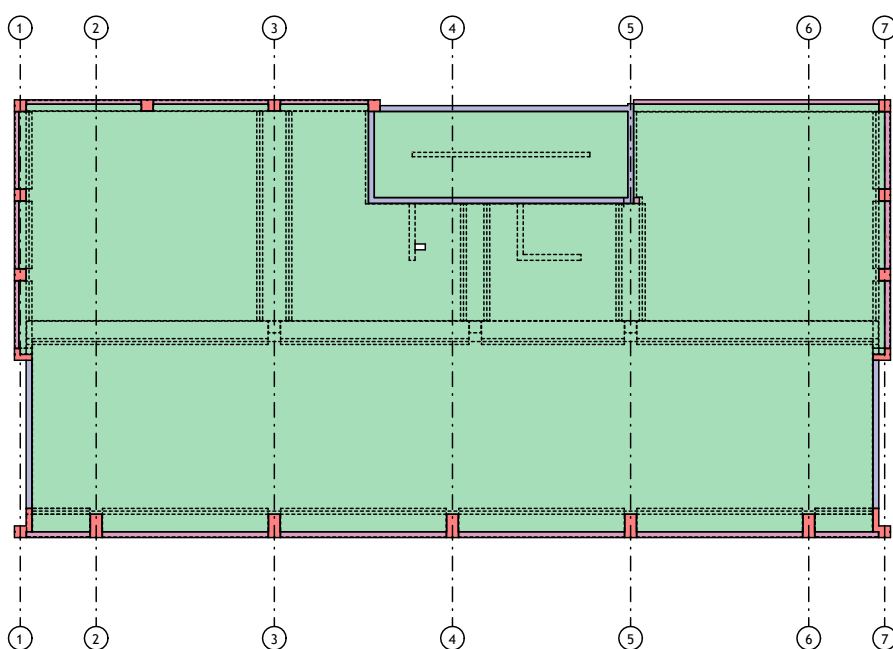


Fig. 4.4 - Planta da cobertura

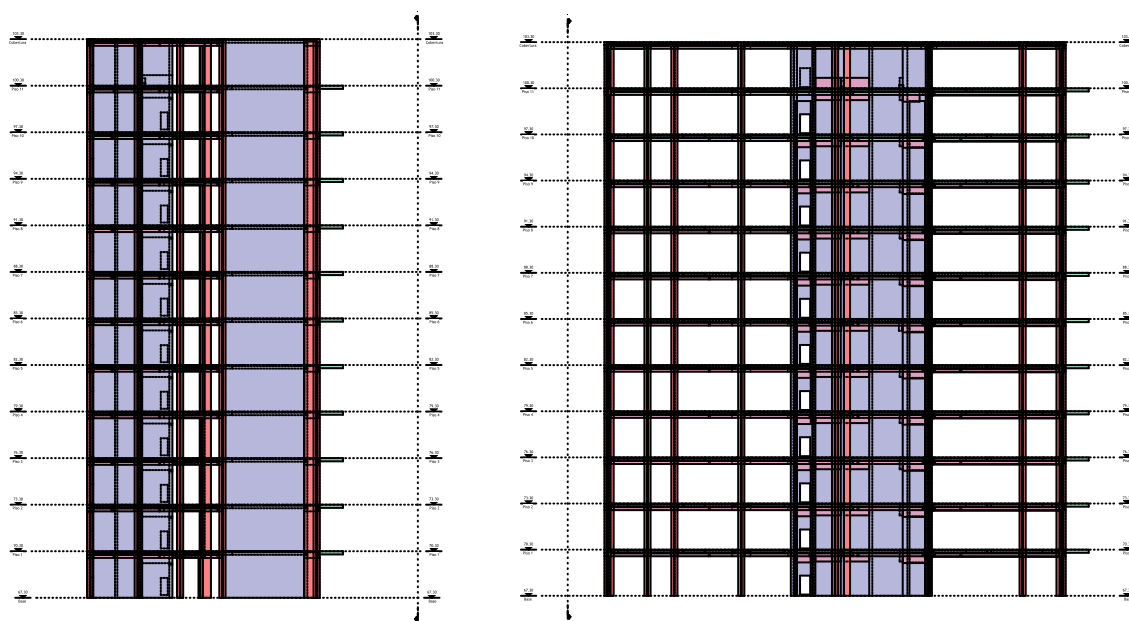


Fig. 4.5 - Alçados do edifício

As secções dos pilares variam de acordo com a sua posição em planta e ao longo da sua altura, apresentando sempre uma configuração retangular. As dimensões dos pilares de fachada foram, para o projeto real, condicionadas principalmente pela arquitetura imposta. As ligações viga-pilar foram realizadas através do assentamento das vigas nas consolas curtas retangulares, já instaladas no pilar, como está representado na Fig. 4.6.

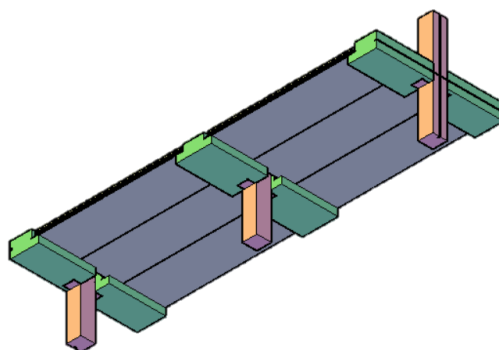


Fig. 4.6 - Pormenor da ligação viga-pilar

O principal objetivo das vigas é sustentar as cargas verticais atuantes nas lajes alveolares e uma vez que as vigas são pré-fabricadas é necessário que as mesmas apresentem uma secção capaz de suportar e apoiar as lajes alveolares. Com isto, é espectável que as vigas que sustentam lajes alveolares em ambos os lados da sua secção contenham duas saliências, resultando numa secção em T invertida. Na situação em que exista apenas uma laje a apoiar num dos lados da viga, usualmente localizadas na periferia dos pisos onde não existam varandas, é possível adotar uma secção em L. O pré-esforço das vigas é extremamente relevante para as cargas verticais, contudo, o seu contributo para a resistência às ações laterais é residual

ou mesmo nulo uma vez que as mesmas se encontram simplesmente apoiadas nos apoios dos pilares. A sua presença, no modelo de cálculo, foi desprezada. Na Fig. 4.7 são apresentadas as compatibilizações viga-laje implementadas no edifício em estudo.

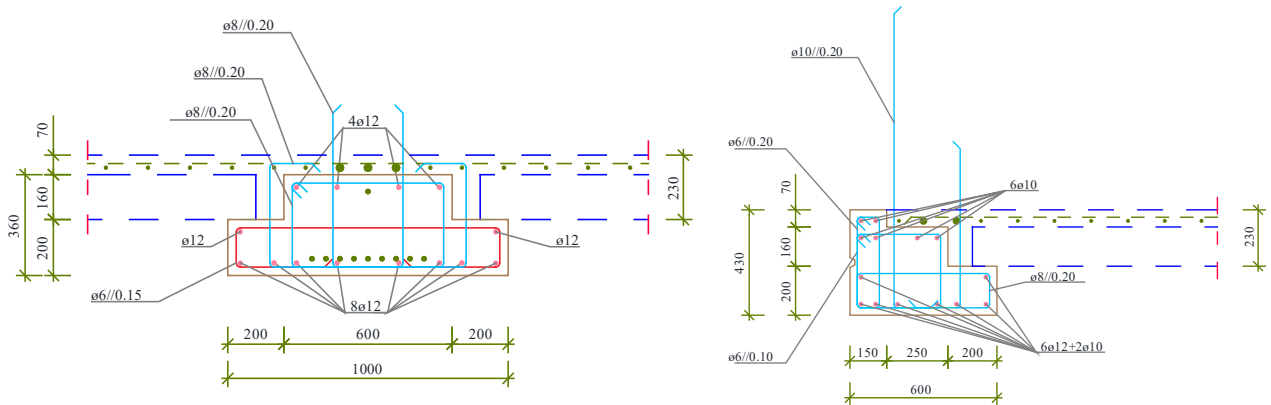


Fig. 4.7 - Exemplos de compatibilização viga-laje do edifício

A solução adotada para as lajes foi a utilização de painéis alveolares de 16 cm, uma vez que a necessidade de respeitar a classe de resistência ao fogo REI90 não era cumprida pelos painéis alveolares de espessura menor, e uma lâmina de compressão betonada *in situ* de 7 cm, perfazendo uma espessura total de 23 cm. Através dos modificadores de rigidez e massa foi possível atribuir aos elementos de casca as propriedades reais da laje composta (laje alveolar + lâmina de compressão). O correto comportamento destes elementos foi verificado através do cumprimento dos requisitos de controlo de deformação ($L/250$ e $L/500$) e da resistência à flexão e ao corte (Quadro 4.1).

Quadro 4.1 - Comparação dos esforços atuantes e da resistência da laje alveolar utilizada

Esforço	Atuante		Resistente	
Flexão (ELU)	100,3	kN.m/m	133,7	kN.m/m
Flexão (ELS)	61,7		108,0	
Transverso (ELU)	50,8	kN/m	118,7	kN/m

4.3. MODELAÇÃO

4.3.1. GEOMETRIA

A estrutura inicial foi modelada no *software* ETABS, onde foram considerados os materiais, as secções, os graus de liberdade e as ações que efetivamente estão presentes no edifício em construção. Na modelação da estrutura, as vigas e os pilares foram considerados como elementos de barra (*frame*) e às lajes e paredes foram atribuídos elementos planares de casca (*shell*). Os efeitos de torção nos elementos de barra foram negligenciados.

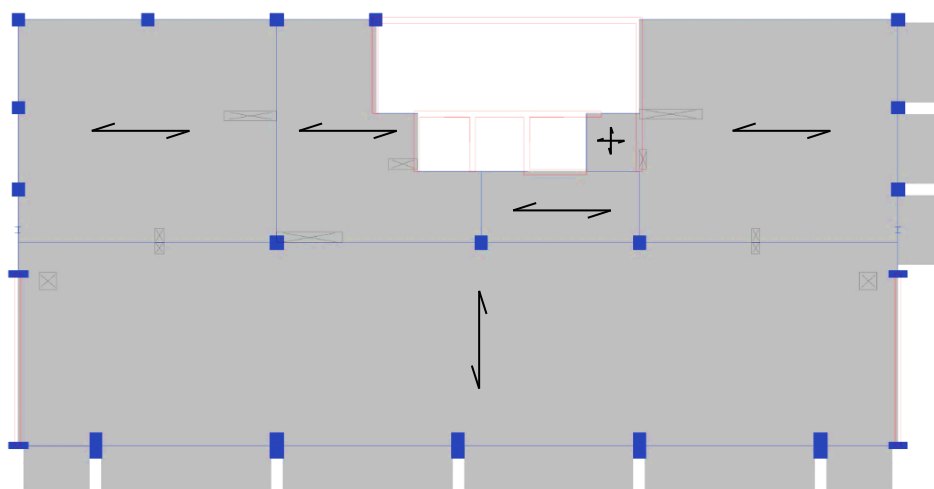


Fig. 4.8 - Planta estrutural de um piso tipo modelada no software ETABS

Os materiais utilizados para os elementos estruturais foram os de utilização quase indispensável na prática corrente da construção civil, mas com a particularidade do betão de maior resistência para os elementos pré-fabricados, Quadro 4.2. Para os elementos de betão, os recobrimentos adotados foram determinados de acordo com as condições de exposição ambiental a que os mesmos elementos estão sujeitos, Quadro 4.3.

Quadro 4.2 - Materiais utilizados nos elementos estruturais

Material	Elemento	Classe
Betão Estrutural	<i>In situ</i>	C30/37
	Pré-fabricados	C50/60
	Fundações	C30/37
Betão de Regularização	-	C16/20
Aço	Armaduras ordinárias	A500 NR
	Pré-esforço	A1670/1860
	Perfis metálicos	S355

Quadro 4.3 - Recobrimentos adotados nos elementos estruturais

Elemento	Classe de exposição	Recobrimento
Painéis alveolares	XC3	35 mm
Restantes elementos estruturais		
Pilares	XC4	40 mm
Vigas		
Escadas		

As ligações viga-pilar foram concebidas como ligações simplesmente apoiadas onde a transmissão de momentos entre estes elementos é nula, contudo a excentricidade do apoio da viga na consola curta (Quadro 4.9), e, produz um esforço de flexão adicional nos pilares e por isso, esta excentricidade foi cuidadosamente modelada no ETABS.

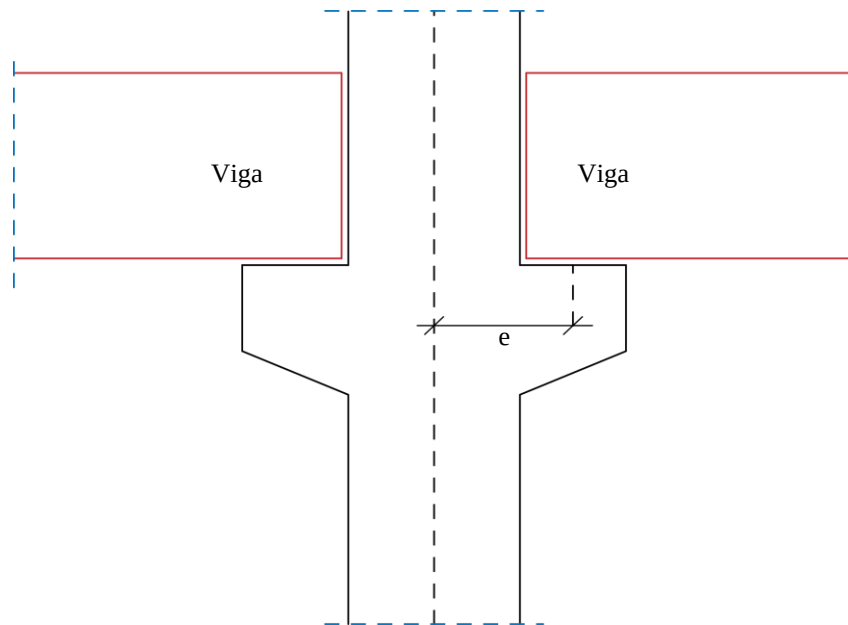


Fig. 4.9 - Excentricidade do apoio da viga

A orientação das lajes alveolares pré-fabricadas, assinalada na Fig. 4.8, teve como principais objetivos: direcionar os painéis de acordo com a posição das varandas de modo a não causar torções significativas nas vigas de bordo e posicionar estes elementos na direção paralela à maior dimensão dos negativos presentes em cada laje, de forma a diminuir o corte dos painéis na direção ortogonal ao funcionamento dos mesmos. Para modelar o correto funcionamento das lajes foi atribuída uma descontinuidade entre painéis na zona de ligação, procedendo-se à eliminação da transmissão de esforços de flexão e torção.

Os elementos de enchimento, como paredes de alvenaria, não desempenham um papel estrutural no edifício, todavia a sua aplicação no interior dos pórticos pode modificar bastante a rigidez da globalidade da estrutura [56]. A prática corrente para a consideração destas paredes é a aplicação de uma biela diagonal, no interior dos pórticos, tal como é apresentado na Fig. 4.10, com o objetivo de simular o comportamento da alvenaria face a forças laterais e ações sísmicas, contudo na modelação do edifício em estudo não foram consideradas as paredes de alvenaria.

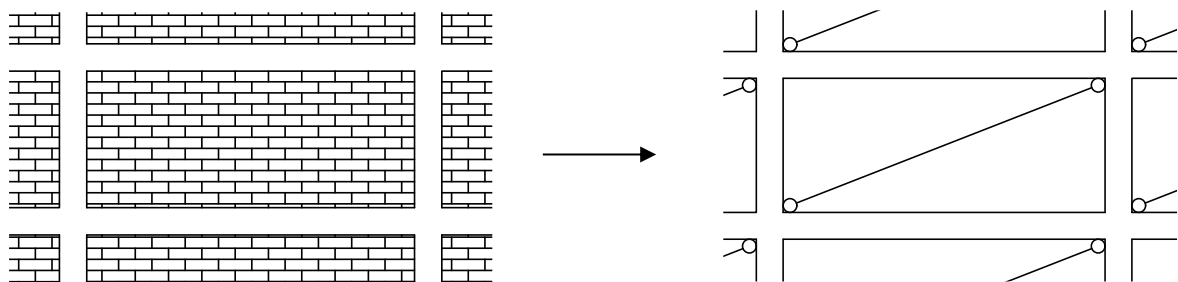


Fig. 4.10 - Simulação das paredes de alvenaria

No caso de as paredes de alvenaria fazerem parte do sistema resistente aos sismos do edifício, a análise e o dimensionamento destes elementos deverá ser efetuada de acordo com as regras para edifícios de alvenaria da mesma norma [57]. No edifício em estudo, as paredes de alvenaria não foram consideradas para a análise sísmica do mesmo.

4.3.2. AÇÕES

Na Fig. 4.3 é representada em planta estrutural do edifício em estudo, considerando como eixos principais X e Y, horizontal e vertical, respetivamente. Para a análise do mesmo foram consideradas estas duas direções para posterior aplicação de ações horizontais, tais como o vento, e a ação sísmica.

Conforme o Eurocódigo 0, 1 e 8, foram definidas e quantificadas as ações relevantes de acordo com as características do edifício em estudo. Para o presente estudo foram consideradas as ações relativas ao peso dos materiais estruturais (peso próprio), ao peso dos revestimentos e das paredes divisórias interiores e exteriores (restantes cargas permanentes, RCP), às atividades inerentes à utilização do edifício (sobrecarga), ao vento e ao sismo.

Para as cargas estáticas relacionadas com restantes cargas permanentes e sobrecarga, foram considerados os valores presentes no Quadro 4.4. As cargas associadas ao peso próprio dos elementos são automaticamente calculadas pelo programa de cálculo.

Quadro 4.4 - Valores das ações consideradas

Tipo de carga		Valor [kN/m²]	
Permanente	Peso Próprio	-	
	Restantes Cargas Permanentes (RCP)	3,0	
Variável	Sobrecarga	Pavimentos	2,0
		Cobertura	0,4
	Vento		-
	Sismo		-

De modo a simplificar o modelo de cálculo e uma vez que as escadas são pré-fabricadas e simplesmente apoiadas nas extremidades, as mesmas não foram objeto de modelação e com isso, para que a contribuição da massa destes elementos fosse tida em consideração, foram aplicadas as forças resultantes ao peso próprio, às restantes cargas permanentes e à sobrecarga nas zonas de apoio da mesma. Os valores destas cargas são resumidos no Quadro 4.5. Estas forças surgem no modelo como cargas lineares aplicadas em elementos de barra com rigidez modificada para que as mesmas não contribuam para a rigidez total da estrutura. As varandas foram também pré-fabricadas, mas a continuidade da sua armadura no interior da laje e o apoio no cachorro da viga permitiu a continuidade varanda-laje e a sua modelação seguiu esse pressuposto.

Quadro 4.5 - Valores das ações das escadas

Tipo de carga	Valor [kN/m]
Peso Próprio	29,25
RCP	2,15
Sobrecarga	12,9

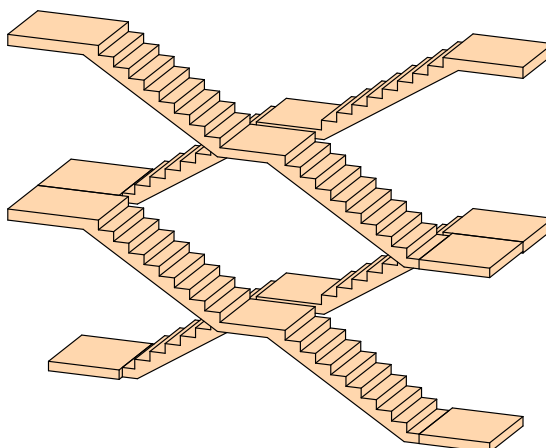


Fig. 4.11 - Modelo tridimensional das escadas

De modo a quantificar o valor da pressão do vento, foi considerado que, de acordo com o EC1-1-4, o edifício se localiza a distância inferior a 5 km da costa, correspondendo assim à zona B estipulada no Anexo Nacional, e que, pelo menos 15% da superfície onde o edifício se encontra está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 metros, correspondendo à categoria IV de categoria de terreno. De notar que a ação do vento resultante dos parâmetros determinados anteriormente configura a ação mais gravosa possível.

A ação sísmica foi quantificada de acordo com a norma NP EN 1998-1 – Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1 – Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Para a determinação desta ação é necessário definir, como o exposto em 3.3.3, alguns parâmetros, tais como a localização, tipo de terreno, coeficiente de importância, coeficiente de comportamento e o valor percentual do amortecimento. A atribuição do valor do coeficiente de comportamento resultou do facto do sistema estrutural não possuir rigidez torsional suficiente para verificar a condição e por isso, a estrutura foi classificada como torsionalmente flexível. Dado que a estrutura foi previamente dimensionada e analisada com uma classe de ductilidade DCL, a mesma será analisada em concordância com o coeficiente de comportamento anteriormente adotado, resultando num valor igual a 1,5.

Os valores atribuídos aos parâmetros anteriormente mencionados são sumarizados na Quadro 4.6 e resultaram nos espectros de resposta apresentados no Gráfico 4.1.

Quadro 4.6 - Valores dos parâmetros associados à ação sísmica

Parâmetro	Tipo 1	Tipo 2
Localização	1.6	2.5
Aceleração (a_{gR})	0,35	0,8
Tipo de terreno	B	
Coeficiente de importância	II	
Coeficiente de comportamento (q)	1,5	
Amortecimento (ξ)	5 %	

Ambas as ações sísmicas, Tipo 1 e Tipo 2, foram consideradas independentemente do facto de que na zona onde está implantado o edifício a primeira tipologia de ação sísmica seja a mais condicionante.

Através dos parâmetros definidos anteriormente e aplicando as expressões definidas no EC8 (Expressões 3.5, 3.6, 3.7 e 3.8), foi determinado para cada tipo de ação sísmica o espectro de resposta de cálculo associado.

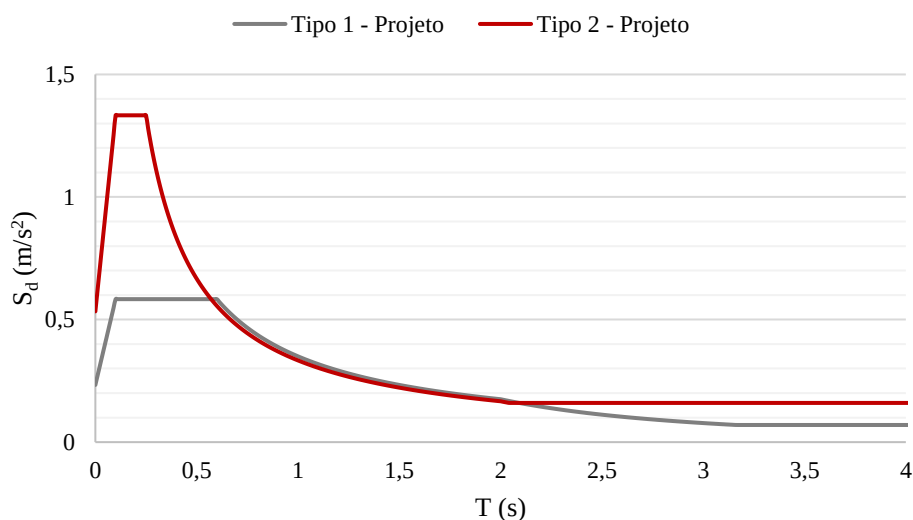


Gráfico 4.1 - Espectro de resposta de projeto

4.3.3. COMBINAÇÕES

A simultaneidade das ações que podem influenciar o comportamento da estrutura deve ser considerada através de combinações de estado limite último (ELU) e de estado limite de serviço (ELS). Os coeficientes associados a cada ação e as combinações consideradas seguiram a norma NP EN1990.

A determinação da massa que efetivamente será mobilizada na ocorrência de uma ação sísmica, denominada na presente dissertação como *mass source*, foi baseada na expressão presente na mesma norma (Expressão 3.14), correspondente à combinação quase-permanente, e os coeficientes, ψ_E , associados a cada tipologia de ação, estão presentes no quadro seguinte.

Quadro 4.7 - Coeficientes de combinação, ψ_E , considerados

Ação	ψ_E
Peso Próprio	1,00
RCP	1,00
Sobrecarga – Pisos	0,24
Sobrecarga – Cobertura	0,30

A consideração de duas ações distintas para a sobrecarga deveu-se ao facto da existência de tipologias de ocupação distintas na estrutura e com isso foram determinados, para cada uma destas ações, distintos valores de $\Psi_{E,i}$.

A ação sísmica deve ser considerada em duas direções ortogonais X e Y e combinada com as restantes ações através da combinação quase-permanente, resultando nas seguintes expressões:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} + E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} \quad 4.1$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} + E_{Edx} - 0,30 \cdot E_{Edy} \quad 4.2$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} + 0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \quad 4.3$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} - 0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \quad 4.4$$

As expressões anteriormente expostas foram consideradas para as duas tipologias de ação sísmica (Tipo 1 e Tipo 2) contudo, no programa de cálculo ETABS, apenas foram determinadas as combinações associadas às Expressões 4.1 e 4.3, uma vez que neste programa são automaticamente consideradas as envolventes associadas a estas ações.

4.4. ANÁLISE SÍSMICA

4.4.1. REGULARIDADE ESTRUTURAL E TIPO DE ESTRUTURA

A definição da ação sísmica a aplicar na estrutura depende bastante da regularidade em altura e planta do edifício e, uma vez que esta estrutura não é constituída unicamente por pórticos ou paredes e a sua planta não é uniforme, é necessário determinar numericamente os parâmetros associados à regularidade.

Primeiramente foram analisadas todas as condições presentes no EC8 referentes à regularidade em altura e, uma vez que estas condições são de avaliação direta, são apresentados os resultados das verificações no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 - Regularidade em altura

Secção	Condição	Verificação
4.2.3.3 (2)	Sistemas resistentes contínuos	✓
4.2.3.3 (3)	Rigidez lateral e massa constantes	✓
4.2.3.3 (5)	Recuos sucessivos	✓
	Recoo único	✓
	Recuos não simétricos	✓

De seguida, foram analisadas as condições afetas à regularidade em planta. De notar que algumas das condições presentes no EC8 exigem a sua verificação para a direção X e Y considerada. Para a verificação da excentricidade e do raio de torção foi necessário a determinação dos seguintes parâmetros:

- Rigidez torsional em cada piso;
- Rigidez lateral de cada piso em cada direção;
- Momento de inércia de massa total em relação ao centro de massa, para cada piso;
- Massa total em cada piso.

De modo simplificado, a caracterização dos valores da rigidez lateral na direção X, Y e a rigidez de torção podem ser determinadas através da aplicação de uma força unitária em cada direção e um momento de torção (segundo o eixo vertical) no centro de rigidez do último piso da estrutura (Cobertura), com valores descritos no Quadro 4.9, e do respetivo cálculo do deslocamento associado a estas forças (Expressões 4.5, 4.6 e 4.7).

Quadro 4.9 - Forças consideradas para definir o sistema estrutural

Força	Valor ⁽⁸⁾	
F_x	1000000	kN
F_y	1000000	
M	1000000	kN.m

$$K_X = \frac{F_X}{d_{x,i} - d_{x,i-1}} \quad 4.5$$

$$K_Y = \frac{F_Y}{d_{y,i} - d_{y,i-1}} \quad 4.6$$

$$K_M = \frac{M}{r_{z,i} - r_{z,i-1}} \quad 4.7$$

⁽⁸⁾ Valor elevado para aumentar o rigor do valor final

em que:

d_{xi} – deslocamento do piso i na direção x ;

d_{yi} – deslocamento do piso i na direção y ;

r_{zi} – rotação do piso i em relação a z .

No Quadro 4.10 são apresentados os resultados da aplicação das expressões anteriores para a determinação do valor da rigidez de translação e torção do edifício.

Quadro 4.10 - Rigidez de translação na direção X e Y e rigidez de torção do edifício

Piso	K_x [kN/m]	K_y [kN/m]	K_z [kN.m/m]
12	494008,7	298139,1	49072529,2
11	499286,8	300926,0	49524564,2
10	512176,7	307801,7	50543340,9
9	532901,5	319356,9	52268450,8
8	563435,8	336690,5	54866674,0
7	607145,5	361837,8	58640708,4
6	669842,8	398408,0	64156027,5
5	762257,7	453211,1	72442770,2
4	906151,7	540980,0	85704490,9
3	1153906,1	697310,7	109349371,2
2	1653320,2	1046601,4	161707632,6
1	3178999,9	2524239,3	372717107,7

Verifica-se, perante o Gráfico 4.2, que a evolução da rigidez lateral de cada piso não apresenta variações bruscas em altura, apesar de no primeiro piso a rigidez apresentar um valor elevado comparativamente com os restantes, uma vez que este piso se encontra junto da zona de encastramento (alta rigidez) da estrutura.

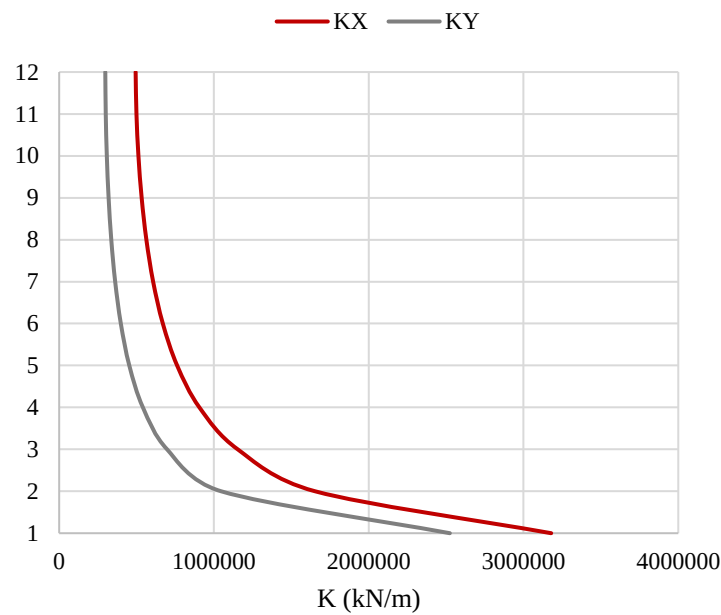


Gráfico 4.2 - Variação da rigidez em altura

Através das Expressões 4.8 e 4.9, expressas no EC8, foi possível determinar o raio de torção em ambas as direções, X e Y, comparar com os valores do raio de giração de massa do piso em planta, I_s , e avaliar a condição 4.2.3.2 (6)b).

$$r_x = \sqrt{\frac{K_z}{K_x}} \quad 4.8$$

$$r_y = \sqrt{\frac{K_z}{K_y}} \quad 4.9$$

Após a comparação dos valores do raio de giração de massa do piso e o raio de torção (Quadro 4.11), constata-se que apenas na direção y é verificada a condição 4.2.3.2 (6)b). O EC8 define que caso o valor do raio de torção seja menor que o raio de giração de massa do piso, em pelo menos uma das direções, o sistema deve ser considerado torsionalmente flexível. Face os resultados expostos no Quadro 4.11, é possível concluir que o edifício em estudo, na direção X, não cumpre o requisito presente na norma e por isso é classificado como torsionalmente flexível.

Quadro 4.11 - Verificações da condição 4.2.3.2 (6) b)

Piso	r_x	r_y	l_s	4.2.3.2 (6) b)	
				Direção X	Direção Y
12	9,967	12,830	9,661	Verifica	Verifica
11	9,959	12,829	10,279	Não verifica	Verifica
10	9,934	12,814	10,279	Não verifica	Verifica
9	9,904	12,793	10,279	Não verifica	Verifica
8	9,868	12,766	10,279	Não verifica	Verifica
7	9,828	12,730	10,279	Não verifica	Verifica
6	9,787	12,690	10,279	Não verifica	Verifica
5	9,749	12,643	10,279	Não verifica	Verifica
4	9,725	12,587	10,277	Não verifica	Verifica
3	9,735	12,523	10,275	Não verifica	Verifica
2	9,890	12,430	10,275	Não verifica	Verifica
1	10,828	12,151	10,262	Verifica	Verifica

Quadro 4.12 - Verificações da condição 4.2.3.2 (6) a)

Piso	e_{ox} [m]	e_{oy} [m]	4.2.3.2 (6) a)	
			Direção X	Direção Y
12	2,21	7,05	Verifica	Não verifica
11	1,93	7,87	Verifica	Não verifica
10	1,89	7,85	Verifica	Não verifica
9	1,83	7,83	Verifica	Não verifica
8	1,77	7,80	Verifica	Não verifica
7	1,69	7,77	Verifica	Não verifica
6	1,60	7,72	Verifica	Não verifica
5	1,50	7,65	Verifica	Não verifica
4	1,37	7,54	Verifica	Não verifica
3	1,23	7,36	Verifica	Não verifica
2	1,04	7,03	Verifica	Não verifica
1	0,77	6,23	Verifica	Não verifica

Para a determinação das excentricidades, em ambas as direções, foi necessário obter as posições, em cada piso, do centro de massa, x_{CM} e y_{CM} , e do centro de rigidez, x_{CR} e y_{CR} , e para tal recorreu-se às funcionalidades do *software* ETABS. Uma vez que a excentricidade é definida como a distância entre o centro de gravidade e o centro de rigidez, o cálculo desta grandeza é de obtenção fácil e direta de acordo com os dados já adquiridos e os seus valores estão expressos no Quadro 4.12.

Os resultados das condições relativas à regularidade em planta são expostos no Quadro 4.13 e os resultados intermédios para a determinação da conformidade das condições no Anexo A2. Face aos resultados obtidos, é possível comprovar que a regularidade em planta não é atingida uma vez que várias condições presentes no EC8 não são verificadas.

Quadro 4.13 - Regularidade em planta

Secção	Condição	X	Y
4.2.3.2 (2)	Distribuição da rigidez lateral	✓	✓
	Distribuição de massa	✓	✓
4.2.3.2 (3)	Configuração em planta	✓	
4.2.3.2 (4)	Rigidez no plano > Rigidez lateral	✓	✓
4.2.3.2 (5)	Esbelteza (λ)	✓	
4.2.3.2 (6)	Excentricidade ≤ 0.3 Raio de torção	✓	✗
	Raio de torção $\geq$ Raio de giração de massa	✗	✓

4.4.2. ANÁLISE MODAL

Para a análise sísmica é necessário que seja realizada uma análise modal prévia da estrutura com o objetivo de determinar os modos, períodos e frequências de vibração da estrutura. O programa fornece vários métodos para o cálculo dos vetores associados a cada modo, tais como o método dos vetores próprios (*Eigen vectors*) e o método dos vetores Ritz (*Ritz vectors*). Foi escolhida a opção dos *Ritz vectors* uma vez que, em comparação com o outro método, esta opção permite que a análise seja igualmente precisa, mas com a vantagem de diminuir o tempo de cálculo.

Foram considerados 36 modos de vibração (3 modos por piso), para que a análise modal seja precisa e consequentemente cumprir as exigências relativas às massas modais efetivas associadas aos modos de vibração.

Através da análise modal da estrutura foi possível obter os parâmetros necessários para caracterizar todos os 36 modos de vibração considerados. No Quadro 4.14 são apresentados os valores dos períodos e frequências dos 10 primeiros modos de vibração.

Quadro 4.14 - Períodos e frequências associados a cada modo de vibração

Modo	T [s]	f [Hz]
1	1,61	0,62
2	1,41	0,71
3	0,76	1,31
4	0,37	2,71
5	0,30	3,28
6	0,19	5,37
7	0,18	5,64
8	0,16	6,08
9	0,16	6,27
10	0,14	6,98

Com o objetivo de verificar se foram considerados todos os modos de vibração na análise modal, foram avaliadas as massas modais mobilizadas na direção X, M_{Ux} , e Y, M_{Uy} , e a massa modal mobilizada associada à rotação em torno do eixo Z, M_{Rz} . No Gráfico 4.3 são apresentadas as somas das massas modais mobilizadas em todos os modos considerados. Com isto, após a análise dos valores associados a cada modo e da soma total das massas mobilizadas, é possível afirmar que foram considerados todos os modos de vibração que contribuem significativamente para a resposta global da estrutura.

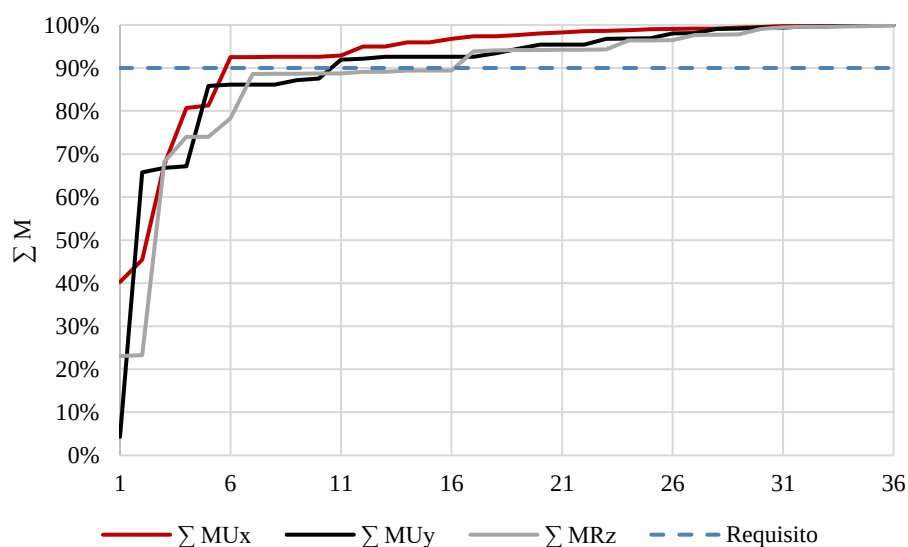


Gráfico 4.3 - Massa modal mobilizada

A deformada associada a cada modo de vibração pode ser extraída e avaliada a partir do modelo de cálculo. De acordo com essas deformadas e com as massas mobilizadas por cada modo é possível avaliar

o principal comportamento da estrutura. Verifica-se que o primeiro e quarto modos são caracterizados por uma rotação em torno de Z e por uma translação na direção X, enquanto o terceiro e quinto modos são praticamente translacionais na direção Y. São apresentadas na Fig. 4.12 as deformadas dos 5 primeiros modos de vibração da estrutura.

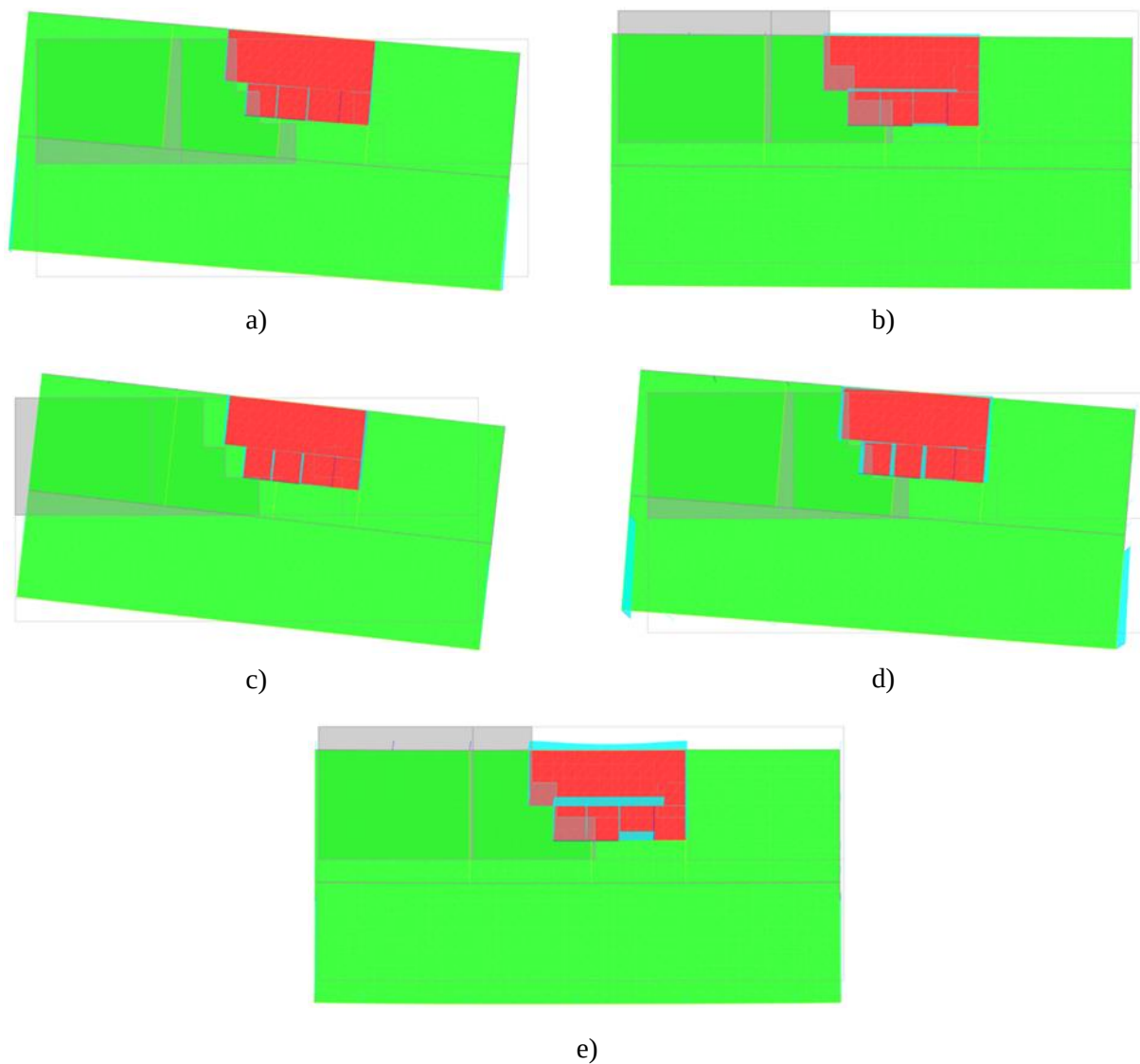


Fig. 4.12 - Deformada do: a) primeiro modo; b) segundo modo; c) terceiro modo; d) quarto modo; e) quinto modo

As deformadas dos modos de vibração são, como esperado, uma reflexão da massa modal mobilizada e fornecem evidências de uma possível flexibilidade torsional na estrutura, visto que em três dos cinco primeiros modos de vibração da estrutura a mesma apresenta rotação em torno do eixo vertical.

4.4.3. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM E VERIFICAÇÃO DE DANOS

Após a caracterização modal do edifício, foi aplicada a ação sísmica determinada em 4.3.2, de forma a avaliar os deslocamentos, *drift's* e forças de corte por piso. Com o auxílio do *software* ETABS foram obtidos os valores necessários para verificar as condições relativas à limitação de danos face ao deslocamento por piso e determinar a importância dos efeitos de segunda ordem (efeitos P- Δ). No Gráfico 4.4 e no Gráfico 4.5 são apresentados os deslocamentos por piso nas direções X e Y.

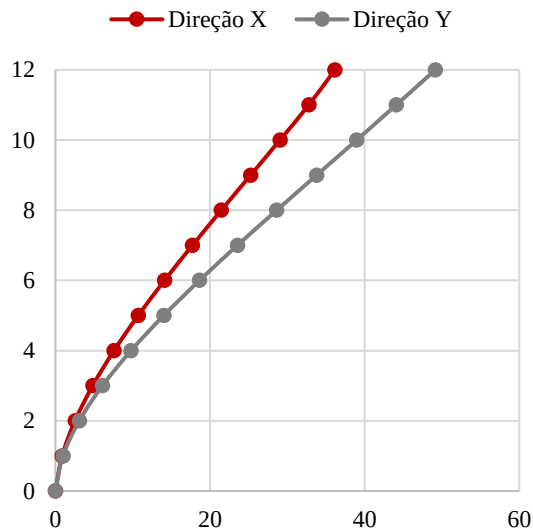


Gráfico 4.4 - Deslocamentos, em mm, por piso (Tipo 1)

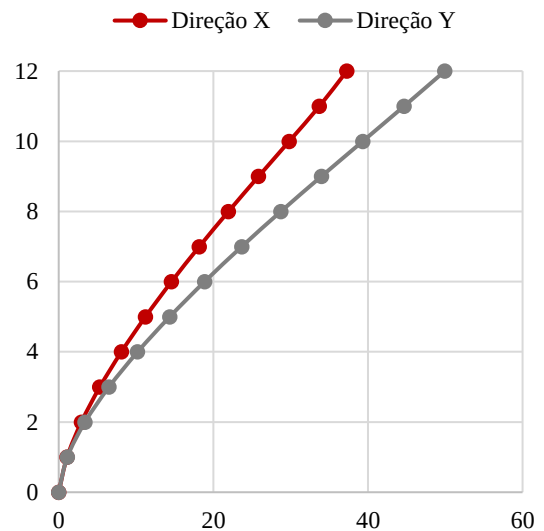
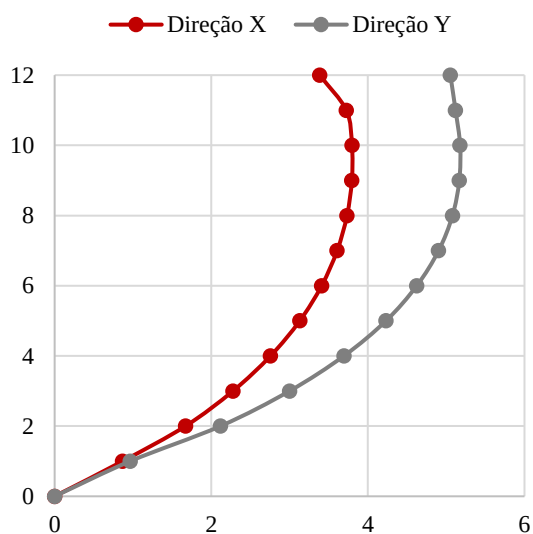
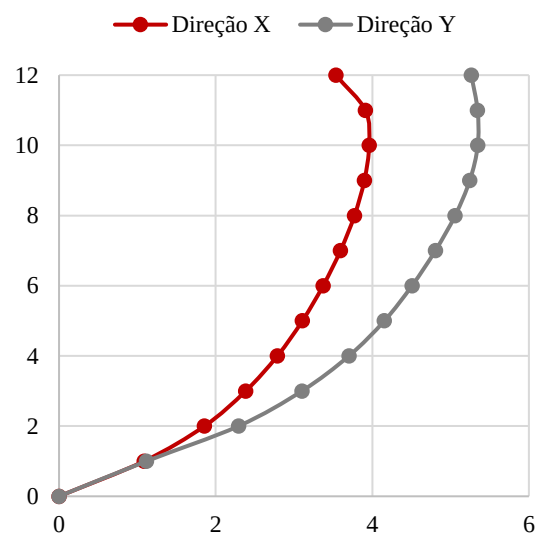


Gráfico 4.5 - Deslocamentos, em mm, por piso (Tipo 2)

O deslocamento relativo entre pisos é obtido subtraindo o valor do deslocamento do piso em análise ao deslocamento do piso imediatamente abaixo. Verifica-se que os deslocamentos obtidos cumprem os requisitos de limitação de danos associados a cada tipologia sísmica, refletidos nos limites de deslocamento de 37,5 mm e 27,3 mm para o tipo 1 e 2, respetivamente. No Gráfico 4.6 e no Gráfico 4.7 são apresentados os deslocamentos relativos entre pisos nas direções X e Y.

Gráfico 4.6 - *Drift's*, em mm, por piso (Tipo 1)Gráfico 4.7 - *Drift's*, em mm, por piso (Tipo 2)

Os gráficos anteriores demonstram que o comportamento da estrutura é bastante controlado pelas paredes, uma vez que a deformada do edifício em altura é semelhante à deformada característica das paredes face a ações sísmicas (Fig. 4.13). No caso de estruturas porticadas, o piso apresenta grande rigidez comparando com a rigidez das vigas e pilares, enquanto que nas estruturas de parede, a situação inverte-se, levando a que o comportamento das estruturas seja bastante distinto.

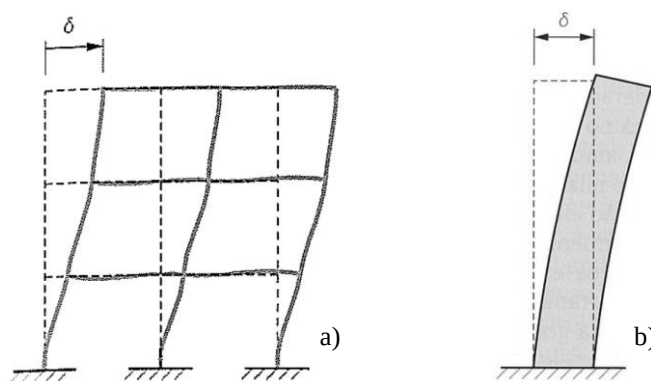


Fig. 4.13 - Deformada: a) pórtico; b) parede [48]

No Gráfico 4.8 e no Gráfico 4.9 são exibidas as forças de corte por piso para as duas tipologias de ação, utilizadas para a determinação dos efeitos de segunda ordem e para a uma comparação posterior.

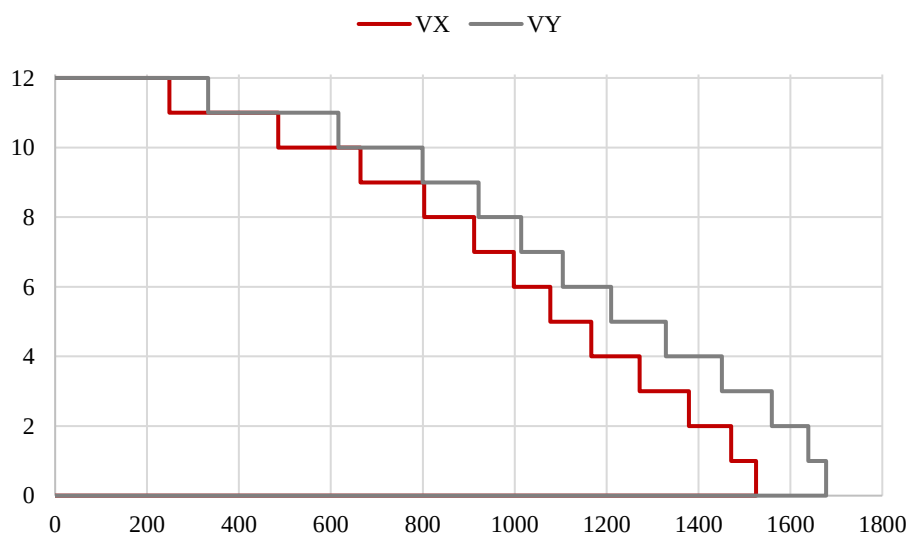
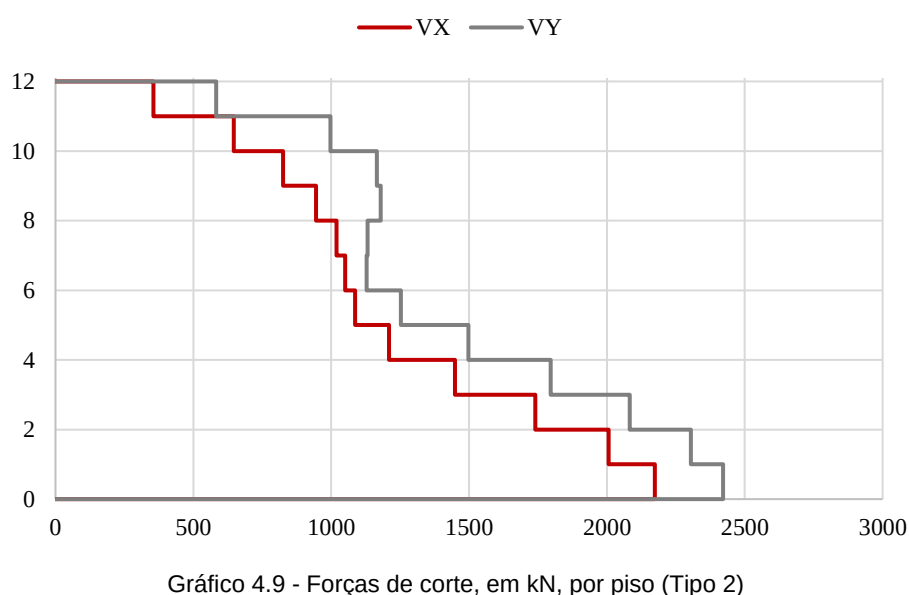
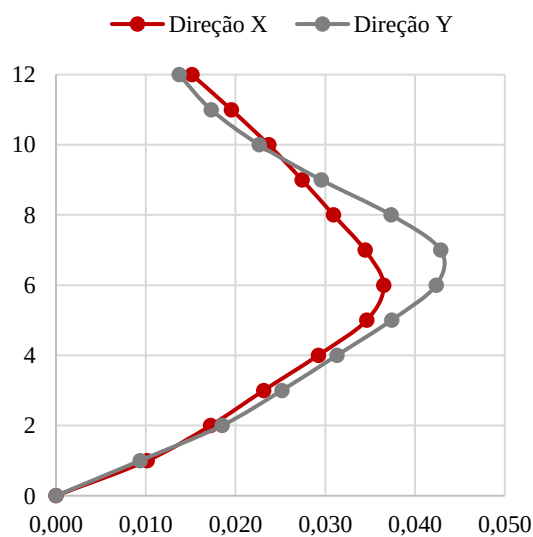
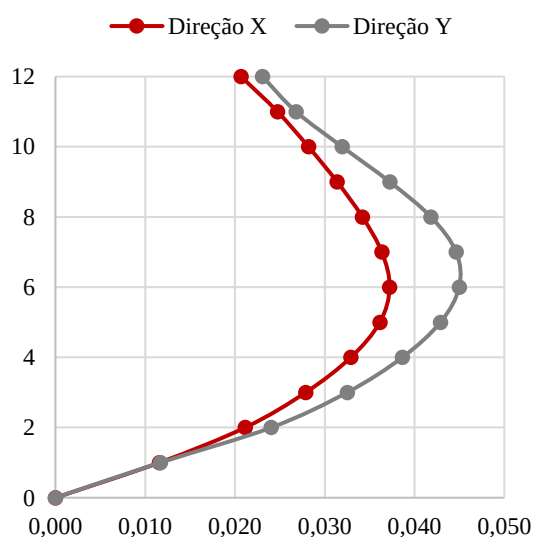


Gráfico 4.8 - Forças de corte, em kN, por piso (Tipo 1)



Com os dados obtidos anteriormente é possível avaliar a conformidade do requisito associado à limitação de danos na estrutura. Na situação do caso em estudo aplica-se a limitação expressa pela Expressão 3.22 e podemos confirmar que os valores se encontram dentro do limite exigido.

Os efeitos de segunda ordem foram determinados segundo a Expressão 3.21 e resultaram nos quadros presentes no Anexo A4 e A5. Para facilitar a visualização dos resultados foram elaborados os Gráfico 4.10 e Gráfico 4.11. Estes valores revelaram-se pouco condicionantes, cumprindo os requisitos com uma margem bastante alargada, não requerendo preocupação.



4.5. ANÁLISE COMPARATIVA DO EDIFÍCIO COM DIFERENTE TIPOLOGIA DE LIGAÇÕES E SITUADO NUMA ZONA DE MAIOR SISMICIDADE

4.5.1. MODELAÇÃO

O edifício estudado na secção anterior estava situado numa zona de baixa sismicidade e era constituído por ligações articuladas entres os elementos verticais e as vigas. Em situações onde a ação sísmica se mostra condicionante no dimensionamento e resposta da estrutura, a utilização da pré-fabricação demonstra-se a níveis mais baixos comparativamente com as outras zonas de baixa sismicidade. O receio dos projetistas e a falta de conhecimento relativamente à influência das ligações na resposta da estrutura leva a que sejam adotadas as soluções correntes para a conceção dos edifícios, ou seja, a utilização da betonagem integral dos elementos *in situ*.

Procedeu-se à elaboração de 2 modelos no *software* ETBAS, um modelo em que são simuladas as ligações viga-pilar como articulações (anteriormente descrito em 4.3) e outro modelo com ligações semelhantes a monolíticas, onde não são transmitidos esforços de flexão entre os elementos, que na presente dissertação será nomeado como monolítico. As principais diferenças, em planta, são exibidas na Fig. 4.14.

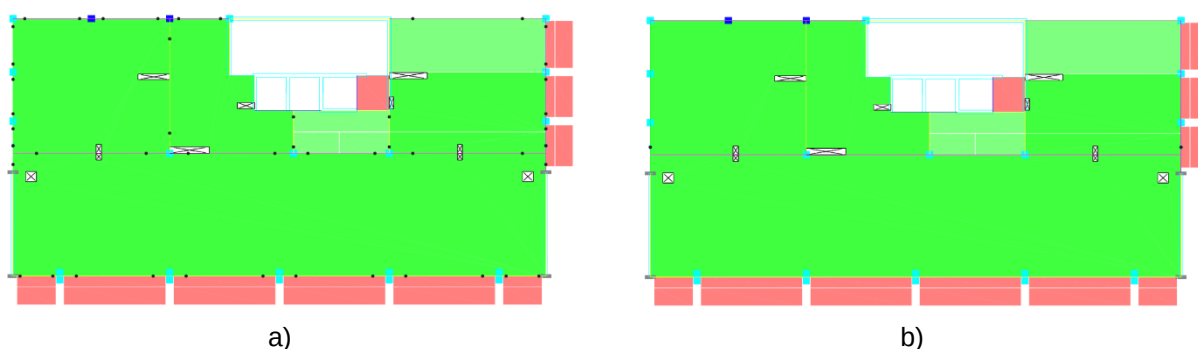


Fig. 4.14 - Diferenças na modelação das ligações. a) Ligações articuladas; b) Ligações monolíticas

Para conceber uma ligação que transmita esforços de flexão entre a viga e o pilar é necessário realizar de forma adequada as amarrações das armaduras superiores e inferiores provenientes das vigas que apoiam nos pilares. Uma solução possível para esta tipologia de ligação consiste no apoio das vigas nos cachorros do pilar contínuo e o atravessamento da armadura superior, colocada na camada a betonar *in situ*, por dentro do elemento vertical.

Para facilitar a referência dos modelos associados a diferentes ações sísmicas e diferentes tipologias de ligações, foi elaborado o Quadro 4.15 com as nomenclaturas utilizadas na continuidade da presente dissertação.

Quadro 4.15 – Designação dos modelos

		Ação sísmica	
		1.6 – 2.5	1.3 – 2.3
Ligações	Articulada	E_Art_Ref	E_Art_AS
	Monolítica	E_Mon_Ref	E_Mon_AS

De modo semelhante à ação sísmica de referência, foi também determinada a ação sísmica para a zona de elevada sismicidade a aplicar nas estruturas articuladas e monolíticas, contudo, a determinação da ação de projeto só é finalizada após a determinação do sistema estrutural uma vez que o valor do coeficiente de comportamento é influenciado pela tipologia do sistema. Apresenta-se no Quadro 4.16 uma comparação dos parâmetros definidos para determinação das ações sísmicas em estudo.

Quadro 4.16 – Comparação das ações sísmicas consideradas

Parâmetro	Ação de referência		Ação de maior intensidade	
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
Localização	1.6	2.5	1.3	2.3
Aceleração (a_{gR})	0,35	0,8	1,5	1,7
Tipo de terreno	B			
Coeficiente de importância	II			
Amortecimento (ξ)	5 %			

4.5.2. REGULARIDADE ESTRUTURAL E TIPO DE ESTRUTURA

O sistema estrutural e a regularidade em altura e planta da estrutura dependem exclusivamente dos elementos estruturais, não sendo afetados pela ação sísmica que nela é aplicada. Com isso, uma vez que existem apenas 2 sistemas estruturais nos quatro casos a analisar, estrutura articulada e monolítica, e a análise do sistema articulado já foi anteriormente realizado em 4.4, apenas será necessário averiguar a regularidade do sistema monolítico.

Os requisitos do EC8 relativos à regularidade em altura são pouco dependentes das ligações entre os elementos estruturais, por isso, comparando as duas estruturas, podemos concluir que estas apresentam, de modo semelhante, as mesmas verificações das condições exigidas.

Contrariamente, a regularidade em planta é afetada significativamente pela tipologia de ligações, principalmente no que diz respeito às condições relativas ao funcionamento do piso em ambas as direções.

Apresentam-se, tal como anteriormente as verificações das condições no Quadro 4.17 e no Quadro 4.18.

Quadro 4.17 - Verificações da condição 4.2.3.2 (6) b) do modelo com ligações monolíticas

Piso	r_x	r_y	l_s	4.2.3.2 (6) b)	
				X	Y
12	12,659	15,177	9,661	Verifica	Verifica
11	12,646	15,134	10,279	Verifica	Verifica
10	12,586	15,091	10,279	Verifica	Verifica
9	12,526	15,030	10,279	Verifica	Verifica
8	12,454	14,948	10,279	Verifica	Verifica
7	12,373	14,846	10,279	Verifica	Verifica
6	12,283	14,721	10,279	Verifica	Verifica
5	12,192	14,570	10,279	Verifica	Verifica
4	12,103	14,385	10,277	Verifica	Verifica
3	12,046	14,156	10,275	Verifica	Verifica
2	12,115	13,828	10,275	Verifica	Verifica
1	12,875	13,009	10,262	Verifica	Verifica

Quadro 4.18 - Verificações da condição 4.2.3.2 (6) a) do modelo com ligações monolíticas

Piso	e_{ox} [m]	e_{oy} [m]	4.2.3.2 (6) a)	
			Direção X	Direção Y
12	1,80	4,98	Verifica	Não verifica
11	1,52	5,89	Verifica	Não verifica
10	1,50	5,99	Verifica	Não verifica
9	1,46	6,12	Verifica	Não verifica
8	1,43	6,25	Verifica	Não verifica
7	1,38	6,38	Verifica	Não verifica
6	1,33	6,50	Verifica	Não verifica
5	1,26	6,60	Verifica	Não verifica
4	1,18	6,67	Verifica	Não verifica
3	1,09	6,67	Verifica	Não verifica
2	0,95	6,53	Verifica	Não verifica
1	0,75	6,03	Verifica	Não verifica

A condição de flexibilidade torsional para os modelos monolíticos é cumprida em cerca de 20%. Com isso, é possível afirmar que o sistema estrutural pode ser considerado como um sistema porticado ou sistema de paredes. Para averiguar o tipo estrutural foi necessário comparar as forças de corte nas paredes e nos pilares, tal como exposto em 3.3.2. Os resultados obtidos na análise foram bem explícitos, determinando um rácio superior a 90% das forças de corte nos elementos de parede.

Quadro 4.19 – Distribuição das forças de corte pelos elementos estruturais

Elementos	Direção	V_x [kN]	V_y [kN]
Paredes + Pilares	X	-74854,8	0
	Y	0	-74437,3
Paredes	X	-68798,9	-260,5
	Y	-151,7	-67143,8

4.5.3. ANÁLISE MODAL

A análise modal do modelo constituído por ligações rígidas foi semelhante à analisada para o caso real. Os resultados obtidos para este modelo foram bastante diferentes, apresentando variações significativas no valor do período fundamental da estrutura.

Quadro 4.20 - Períodos e frequências associados a cada modo de vibração do modelo com ligações semelhantes a monolíticas

Modo	T [s]	f [Hz]
1	1,17	0,85
2	1,17	0,86
3	0,68	1,47
4	0,31	3,19
5	0,28	3,53
6	0,17	5,73
7	0,17	6,06
8	0,16	6,22
9	0,16	6,41
10	0,14	7,10

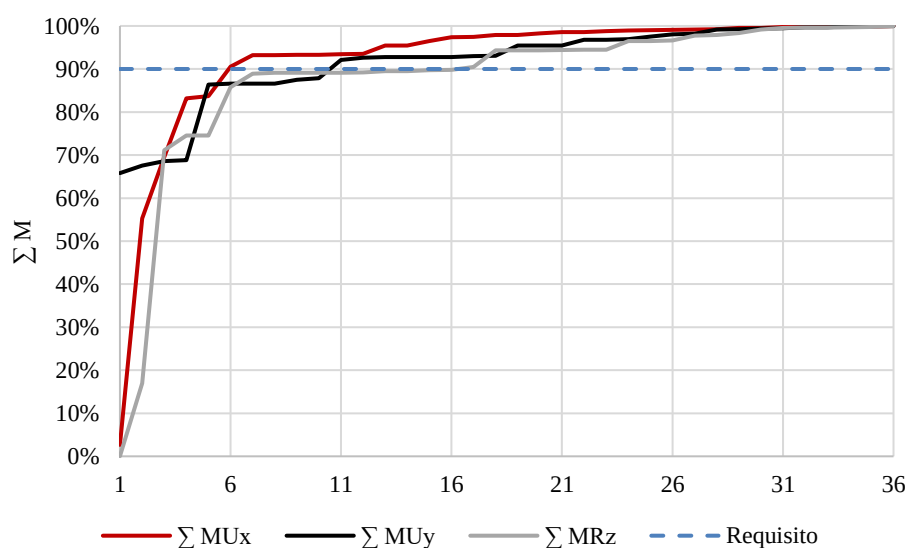


Gráfico 4.12 - Massa modal mobilizada para a estrutura com ligações semelhantes a monolíticas

As deformadas dos modos de vibração são expostas na Fig. 4.15 e, como é perceptível, o comportamento do primeiro modo de vibração, modo fundamental, é bastante diferente do primeiro modo do edifício constituído por ligações articuladas. O primeiro modo apresenta agora uma componente bem pronunciada de translação segundo o eixo Y, mobilizando quase 70% da massa modal nessa direção. Esta deformada permite-nos, de maneira aproximada, confirmar que a flexibilidade torsional do edifício é notoriamente menor que a do modelo articulado, contudo, a presença da componente de torção é bastante evidente nos restantes modos, devendo ser analisada com precaução.

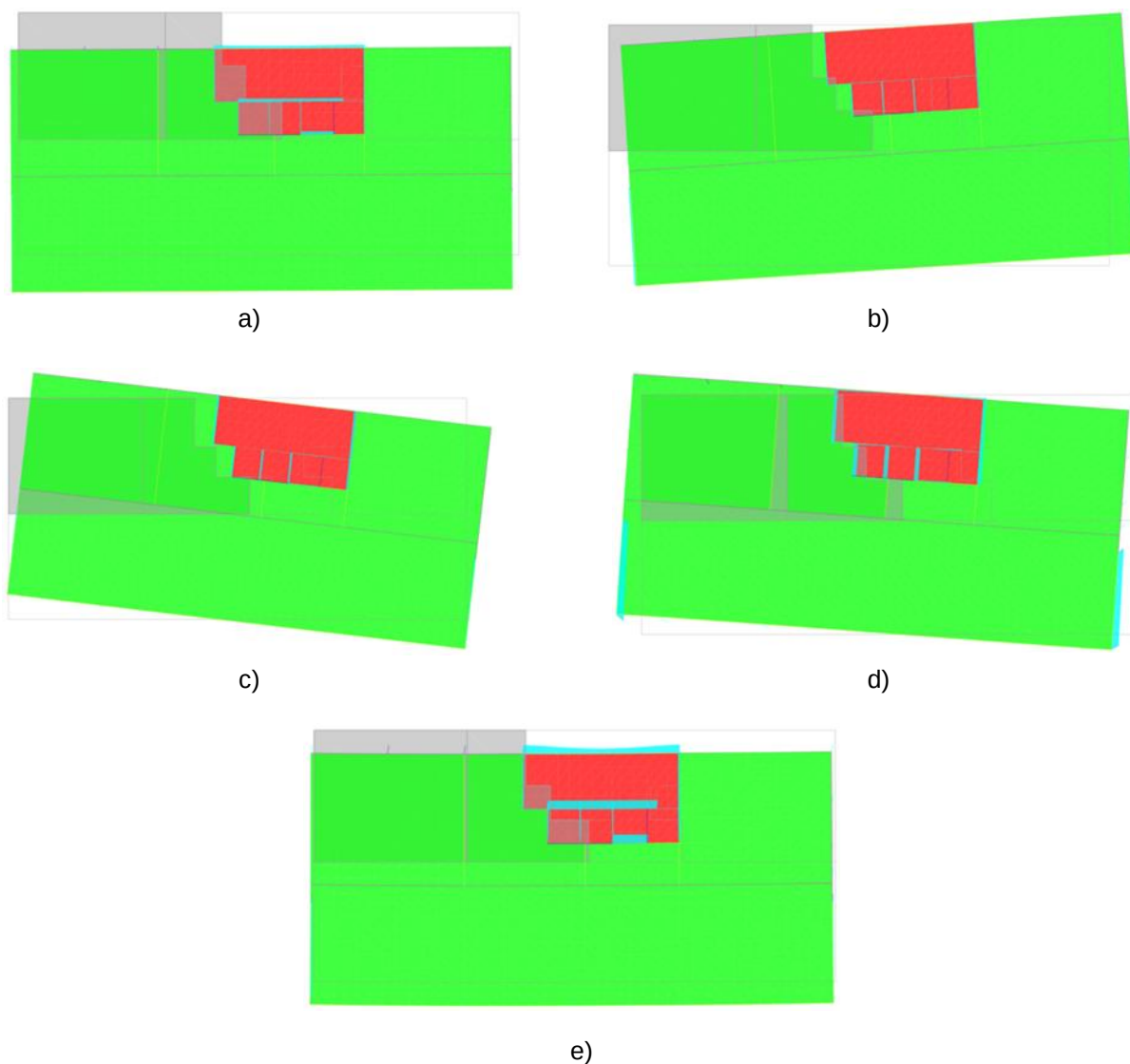


Fig. 4.15 - Deformada do: a) primeiro modo; b) segundo modo; c) terceiro modo; d) quarto modo; e) quinto modo do modelo com ligações semelhantes a monolíticas

O comportamento geral da estrutura monolítica apresenta diferenças relevantes comparativamente à estrutura de referência e por isso deve ser avaliado o coeficiente de comportamento associado. Como é descrito no EC8, visto que o sistema estrutural é classificado como sistema de paredes, o valor máximo do coeficiente é igual a 3,0. O valor do coeficiente, k_w , relacionado com o modo de rotura é igual a 3,14 e como a norma não permite valores superiores, adotou-se o coeficiente igual a 1. De acordo com os dados anteriormente obtidos, é prudente considerar um valor do coeficiente de comportamento igual a 3. Foi também realizado um modelo constituído por ligações semelhantes a monolíticas, nomeado como E_Mon_Ref_Comp, mas com um coeficiente de comportamento igual a 1,5, como os modelos com ligações articuladas, para melhor perceber a influência das ligações nos deslocamentos de piso e dos restantes parâmetros anteriormente avaliados.

Quadro 4.21 - Coeficientes de comportamento adotados para cada modelo

Estrutura	Coeficiente de comportamento
E_Art_Ref	1,5
E_Art_AS	1,5
E_Mon_Ref	3,0
E_Mon_AS	3,0
E_Mon_Ref_Comp	1,5

4.5.4. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM E VERIFICAÇÃO DE DANOS

Após a determinação dos coeficientes de comportamento e da regularidade estrutural do edifício com tipologia de ligações diferente, foi possível aplicar a ação sísmica correspondente. Os resultados a estudar foram extraídos do programa ETABS de modo análogo aos resultados anteriormente apresentados. Inicialmente, será importante comparar os valores dos deslocamentos de piso em altura, Gráfico 4.13.

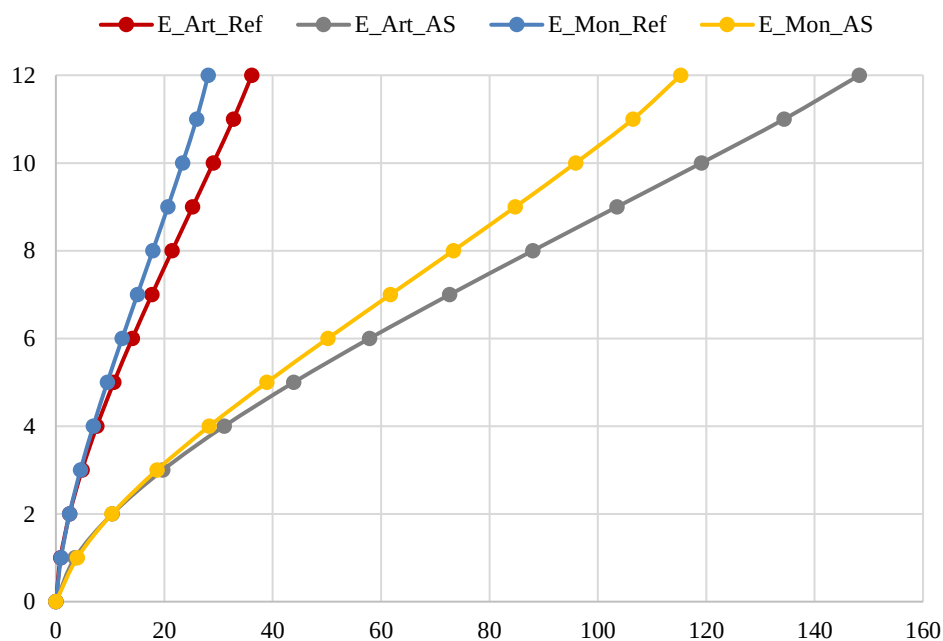


Gráfico 4.13 - Comparativo do deslocamento, em mm, por piso para os diferentes modelos

Como seria expectável, os deslocamentos associados a ações sísmicas de maior intensidade são bastante maiores comparativamente aos da ação sísmica de referência. Um aspeto relevante que é possível concluir pelo gráfico anterior é a influência das ligações na resposta da estrutura, permitindo diminuir o valor do deslocamento em altura, uma vez que as vigas presentes no sistema monolítico conseguem mais facilmente transmitir os esforços entre os elementos estruturais verticais.

A importância dos efeitos de segunda ordem, como referido anteriormente, é proporcional ao coeficiente de comportamento. Face a esta variabilidade mostrou-se relevante fazer uma análise comparativa entre estes efeitos nos modelos em estudo, procedendo-se à determinação, de forma semelhante ao modelo inicial (E_Art_Ref), dos valores dos parâmetros necessários. Contudo, embora a ação sísmica possa afetar a resposta dinâmica de uma estrutura, os efeitos de segunda ordem são dependentes da resposta não linear da estrutura e não da ação sísmica considerada.

A influência do coeficiente de comportamento é demonstrada pela avaliação dos modelos associados a coeficientes de comportamento distintos, mas com ligações da mesma tipologia. Para isso foram avaliados os modelos E_Mon_Ref e E_Mon_Ref_Comp, associados a coeficientes iguais a 3,0 e 1,5 respetivamente, para a ação do tipo 1.

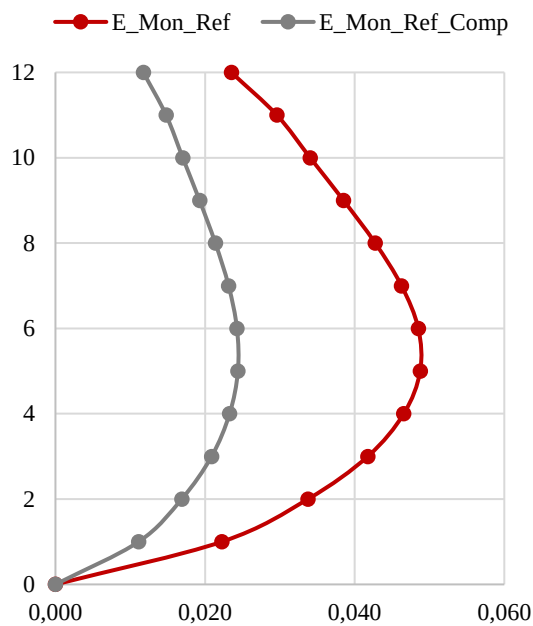


Gráfico 4.14 - Influência do coeficiente de comportamento nos efeitos P-Δ (Direção X)

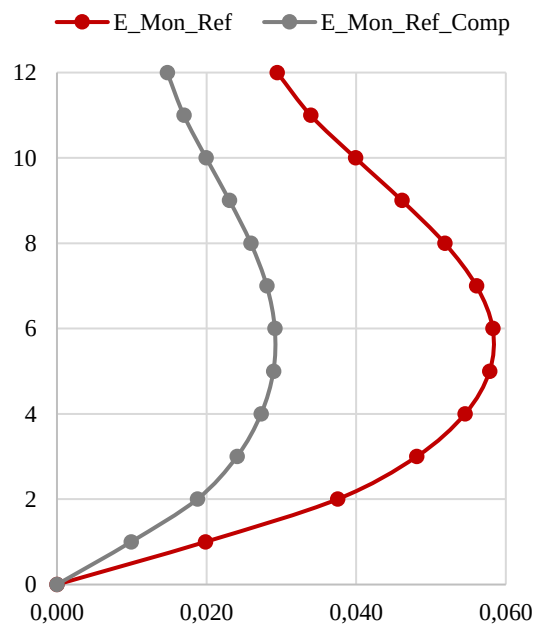


Gráfico 4.15 - Influência do coeficiente de comportamento nos efeitos P-Δ (Direção Y)

O desfaseamento dos gráficos associados aos dois coeficientes distintos demonstra bem a crescente relevância dos efeitos de segunda ordem, principalmente na região de meia altura do edifício. Apesar de não ser uma proporcionalidade direta entre os dois parâmetros (coeficiente de comportamento e efeitos de segunda ordem), é importante avaliar estes efeitos cuidadosamente quando se procede à adoção de maior ductilidade da estrutura.

A importância da rigidez simulada das ligações foi avaliada e comparada através dos modelos E_Art_Ref e E_Mon_Ref_Comp, com coeficientes de comportamento de 1,5.

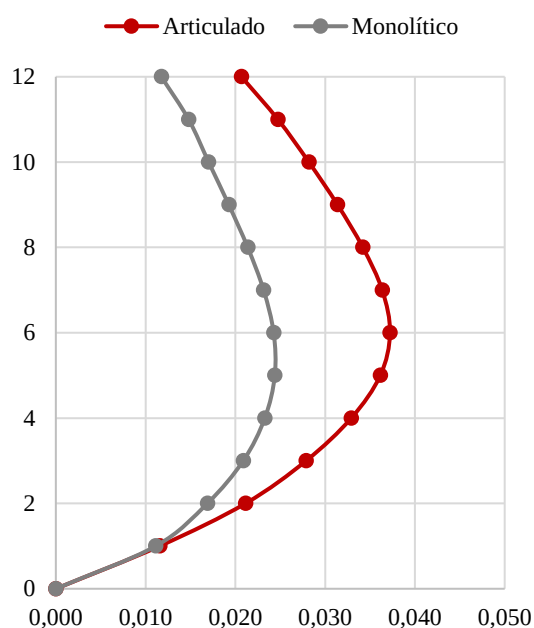


Gráfico 4.16 - Influência das ligações nos efeitos P-Δ (Tipo 1)

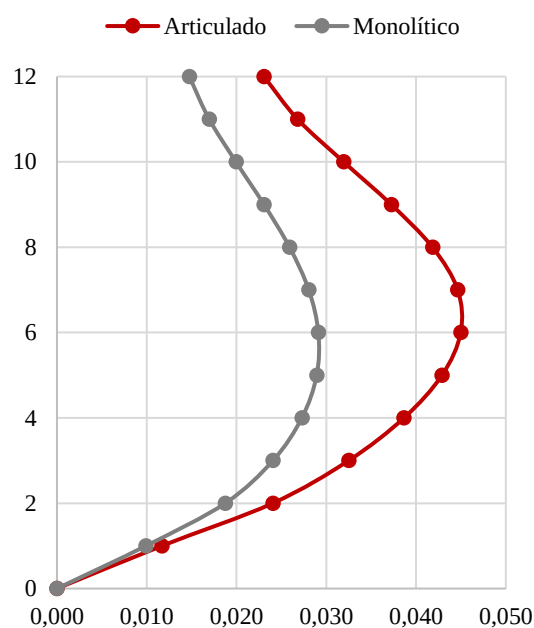


Gráfico 4.17 - Influência das ligações nos efeitos P-Δ (Tipo 2)

De modo análogo ao coeficiente de comportamento, a influência da tipologia das ligações provoca um desfaseamento da curva dos efeitos P-Δ. Como era expectável, e comparando com a análise modal da estrutura com nós monolíticos, o aumento da rigidez dos nós aumenta a rigidez global da estrutura, permitindo diminuir os deslocamentos por piso do edifício e redistribuir de maneira mais eficaz as forças de corte pelos elementos verticais resistentes.

4.5.5. ESFORÇOS ATUANTES

A redistribuição das forças de corte e momentos permite-nos economizar na armadura de corte (estribos) e na armadura longitudinal. No caso das paredes, quando se procede ao dimensionamento da armadura de corte, o EC8 penaliza os esforços atuantes em 50%, Expressão 4.10, devido à possibilidade da plastificação da base da parede e posterior aumento dos esforços transversos ao longo da parede. No presente caso de estudo, quando analisados os modelos do edifício colocado numa zona de sismicidade mais elevada, estas majorações podem ser praticamente contrariadas através da continuidade das ligações viga-pilar, isto é, os valores do esforço transversal de dimensionamento, V_{Ed} , do modelo monolítico aproximam-se bastante dos valores do esforço transversal atuante, V_{Ed}' , no modelo articulado.

$$V_{Ed} \geq 1.5 V_{Ed}' \quad 4.10$$

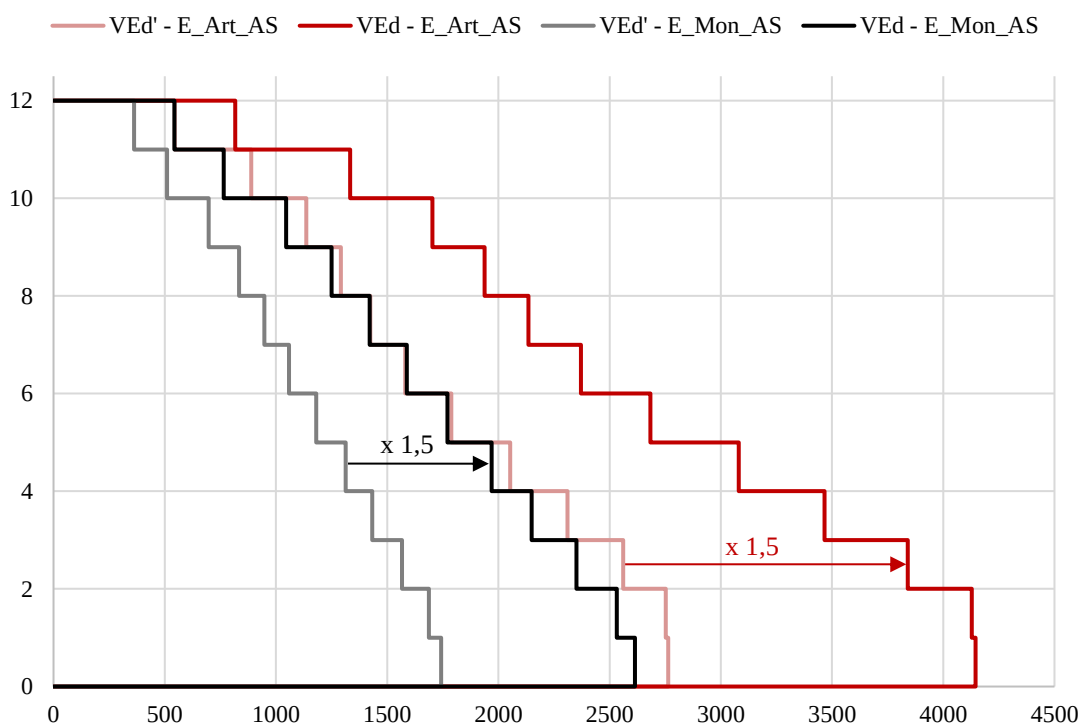


Gráfico 4.18 - Comparativo dos esforços de corte atuantes e de dimensionamento nos diferentes modelos, em kN

O momento de dimensionamento nas paredes resulta da majoração do diagrama da envolvente de momentos atuante através da consideração do valor da inclinação das escoras consideradas para dimensionamento do esforço transversal. O resultado da majoração do diagrama do modelo E_Art_AS é resumido na Fig. 4.16 onde é bastante perceptível a influência deste ângulo. Apesar da economia de armadura de esforço transversal quando utilizado um ângulo de 22°, a penalização da armadura afeta à resistência à flexão, considerando este ângulo, pode, no modelo em questão, ser considerável.

Após o processo de dimensionamento da armadura da parede para o modelo E_Art_Ref foi possível concluir que esta, face aos esforços atuantes, apenas necessitava de armadura mínima uma vez que o esforço axial da mesma era considerável face aos momentos fletores que nela atuavam. Para que a comparação entre os modelos fosse representativa e relevante foram comparados os valores dos esforços de corte e momentos fletores atuantes e de dimensionamento para os diferentes modelos e ações sísmicas.

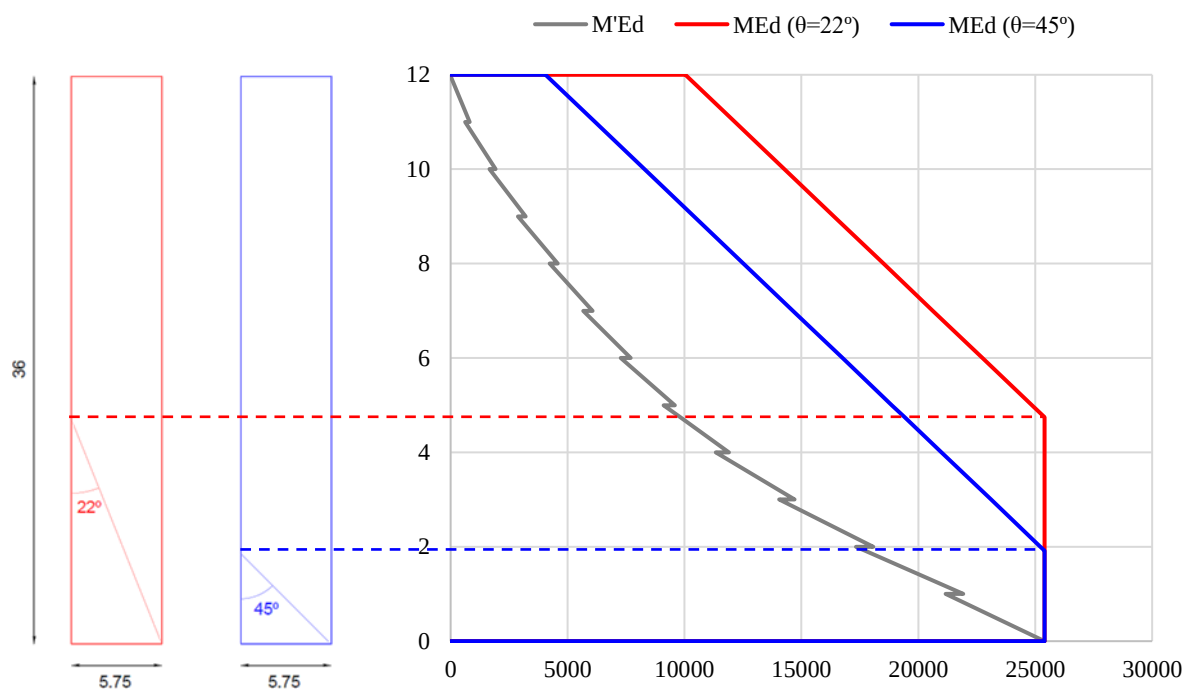


Fig. 4.16 - Comparação da inclinação do campo de compressões no dimensionamento da parede, em kN.m

A capacidade de transmissão de momentos entre as vigas e os pilares nas ligações semelhantes a monolíticas permite reduzir bastante os momentos fletores de dimensionamento principalmente na zona crítica da parede onde se irá formar a rótula plástica e por consequência a economia de aço para as armaduras longitudinais.

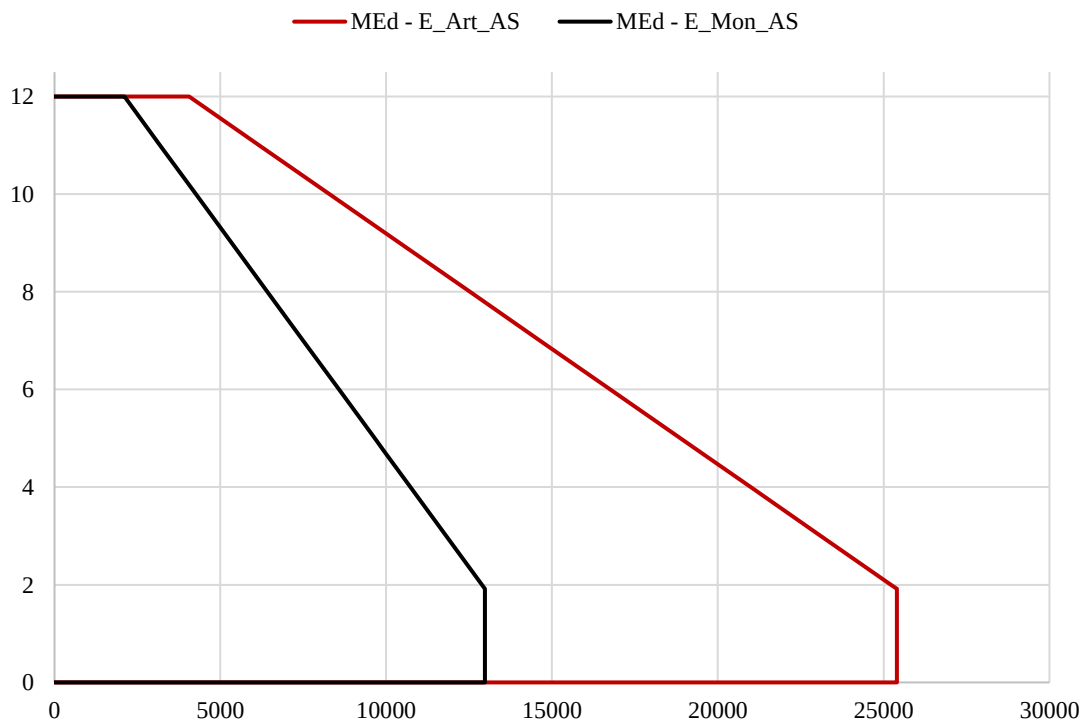


Fig. 4.17 - Comparação do momento fletor de dimensionamento para os modelos E_Art_AS e E_Mon_AS

Na Fig. 4.17 apresenta-se uma comparação dos esforços de flexão de cálculo para os modelos E_Art_AS e E_Mon_AS. Nesta situação, o principal efeito das ligações no dimensionamento da estrutura é na exploração da ductilidade da estrutura e o consequente aumento do coeficiente de comportamento. A possibilidade de utilizar um fator de comportamento maior leva a forças de dimensionamento bastante menores, numa proporção semelhante ao rácio entre os coeficientes (q_{E_Art}/q_{E_Mon}).

4.6. MEDIÇÃO DINÂMICA DA ESTRUTURA

4.6.1. ASPETOS INICIAIS

A definição e análise numérica das estruturas através de *softwares* de cálculo permitem, atualmente, a conceção de estruturas complexas por parte dos engenheiros civis. Estas ferramentas mostram-se essenciais para o exercício da engenharia civil em todo o mundo, e estão em constante evolução para simular a realidade com mais rigor.

A análise experimental *in situ* permite-nos validar a análise efetuada através dos *softwares* de cálculo, apesar de erros que possam surgir no ato de medição. Estes erros podem estar relacionados com várias fontes, desde a deficiente quantificação das ações atuantes e ações acidentais no momento da medição, até à interferência nos sinais.

4.6.2. METODOLOGIA

O procedimento experimental visa estudar a resposta dinâmica da estrutura, numa fase intermédia de construção da superestrutura do edifício, obtendo as frequências de vibração associadas aos três primeiros modos de vibração e as deformadas associadas.

Para a realização das medições *in situ* é necessário instrumentar o edifício em planta e em altura e para tal foi utilizado o seguinte equipamento, fornecido pela FEUP, colocado nos pisos da estrutura:

- 12 medidores de aceleração (acelerómetros) de um eixo (PCB Piezotronics modelo 393B31) (Fig. 4.18 a));
- Cabos coaxiais;
- Dispositivo de aquisição (NI USB-9162 da National Instruments) (Fig. 4.18 b));
- Computador (Fig. 4.18 c)).



a)



b)



c)

Fig. 4.18 - Equipamento utilizado: a) acelerómetros; b) dispositivo de aquisição; c) computador

A metodologia adotada para realização das medições *in situ* envolveu os seguintes procedimentos fundamentais:

- Definição da disposição em planta e altura dos acelerómetros tendo em conta a geometria do edifício e os elementos estruturais;
- Disposição dos acelerómetros nas localizações anteriormente determinadas;
- Ligação dos acelerómetros ao dispositivo de aquisição através de cabos coaxiais;
- Ligação entre o computador e o dispositivo de aquisição;
- Aquisição dos dados num período de cerca de 17 minutos.

As medições foram realizadas em dois momentos distintos, para melhor caracterizar o edifício, em que as posições dos acelerómetros variavam, mantendo-se os alinhamentos em planta conforme a Fig. 4.19, para captar possíveis efeitos de torção da estrutura. Num primeiro momento foram colocados os seis acelerómetros nos pisos 0, 2 e 3 e no segundo momento nos pisos 1, 2 e 3. Os acelerómetros colocados no piso 2 mantiveram-se nos dois momentos com o objetivo de formarem uma referência para os restantes acelerómetros.

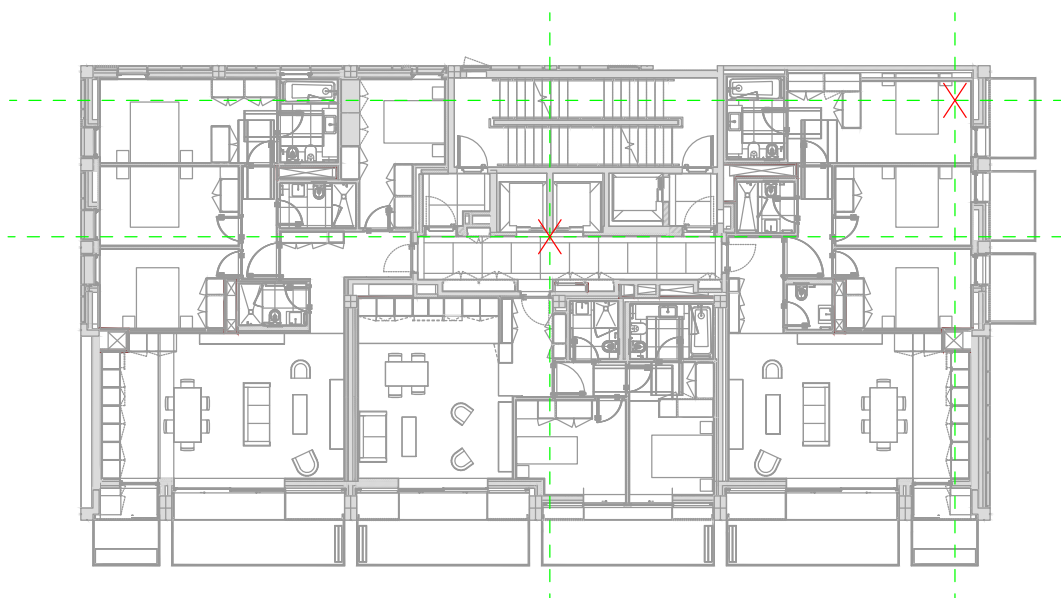


Fig. 4.19 - Localização em planta dos acelerómetros

4.6.3. MODELAÇÃO

No dia 31 de maio de 2023, dia de medições, o edifício em estudo encontrava-se, em termos estruturais, com seis pisos totalmente concluídos, estando a realizar-se a continuidade do edifício.

Para simular o comportamento dinâmico do edifício foi elaborado um modelo de cálculo, a partir do modelo criado anteriormente em 4.3, constituído pelos elementos que estavam realizados no momento da medição e com os materiais devidamente associados. Face à difícil definição das ações atuantes no momento da medição foram consideradas apenas as ações gravíticas associadas ao peso próprio dos elementos estruturais. De forma semelhante ao modelo inicial, foi considerado um encastramento total na base dos pilares e apoio bidirecional na base das paredes, já as ligações viga-pilar foram modeladas

como articulações. As simplificações realizadas inicialmente relativamente à exclusão dos pisos abaixo do solo podem ter bastante influência na resposta modal da estrutura, uma vez que a sua consideração levará à variação da rigidez e massa do edifício. No momento das medições, os pisos que irão ser enterrados não se encontravam confinados e por isso, para combater as simplificações não realistas adotadas, foi adicionado um piso tipo à base do mesmo. Esta decisão não se demonstra longe da realidade uma vez que o piso enterrado apresenta uma geometria semelhante à do piso tipo, mas com um muro de suporte numa das fachadas.

O modelo resultante de todas as suposições assumidas e de toda a estrutura realizada ao momento foi desenvolvido também no *software* ETABS e é apresentado na Fig. 4.20 a). De forma a fazer uma comparação entre o modelo adotado e a situação no dia das medições é apresentada a Fig. 4.20 b) onde é possível observar a estrutura nesse dia.

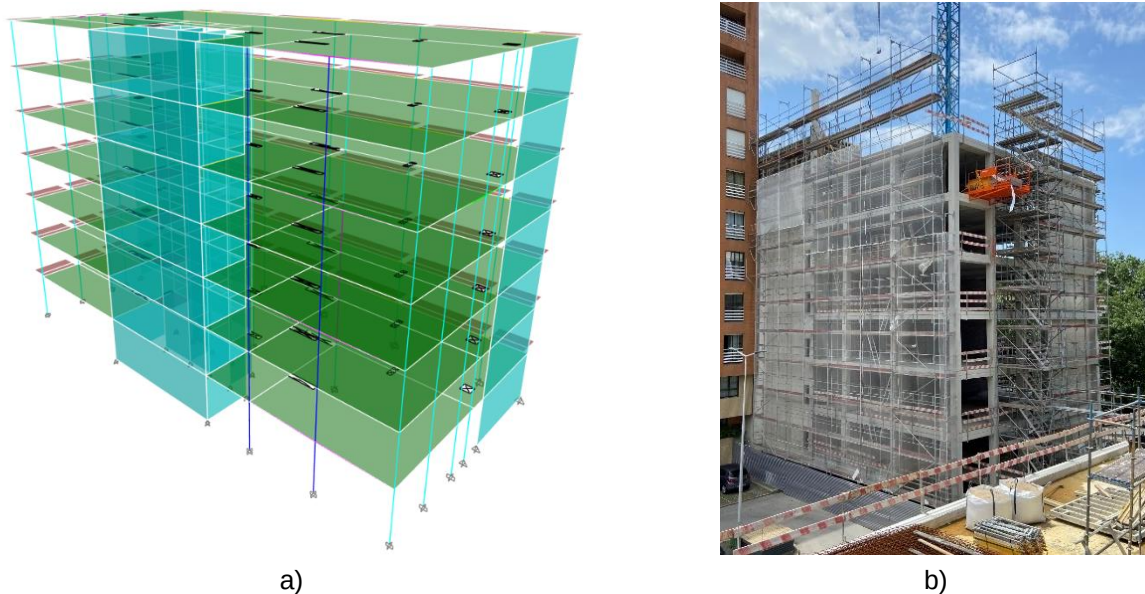


Fig. 4.20 - a) Modelo em ETABS; b) Ponto de situação no dia 31/05/2023

Como é exigido regulamentarmente, a rigidez dos elementos de betão deve ser reduzida a 50% com o objetivo de ter em conta o efeito da fissuração. Na fase em que a estrutura se encontrava (fase de construção), é expectável que a fissuração presente nos elementos à data fosse significativamente menor que a exigida pelo EC8. Neste caso, de forma conservativa, foi considerada uma fissuração correspondente a uma rigidez igual a 75% da rigidez dos elementos não fissurados e devido à idade prematura do betão dos elementos.

De acordo com as ações atuantes (*mass source*) e os elementos estruturais, foi realizada a análise modal do edifício e os resultados foram extraídos e resumidos no Quadro 4.22 e na Fig. 4.21. As frequências de vibração associadas aos primeiros três modos são bastante diferentes das determinadas inicialmente em 4.4.2, devido à diminuição das ações atuantes nos pisos do edifício e do menor número de pisos considerados na análise.

Quadro 4.22 - Períodos e frequências dos primeiros 5 modos de vibração

Modo	T [s]	f [Hz]
1	0,47	2,12
2	0,39	2,56
3	0,22	4,54

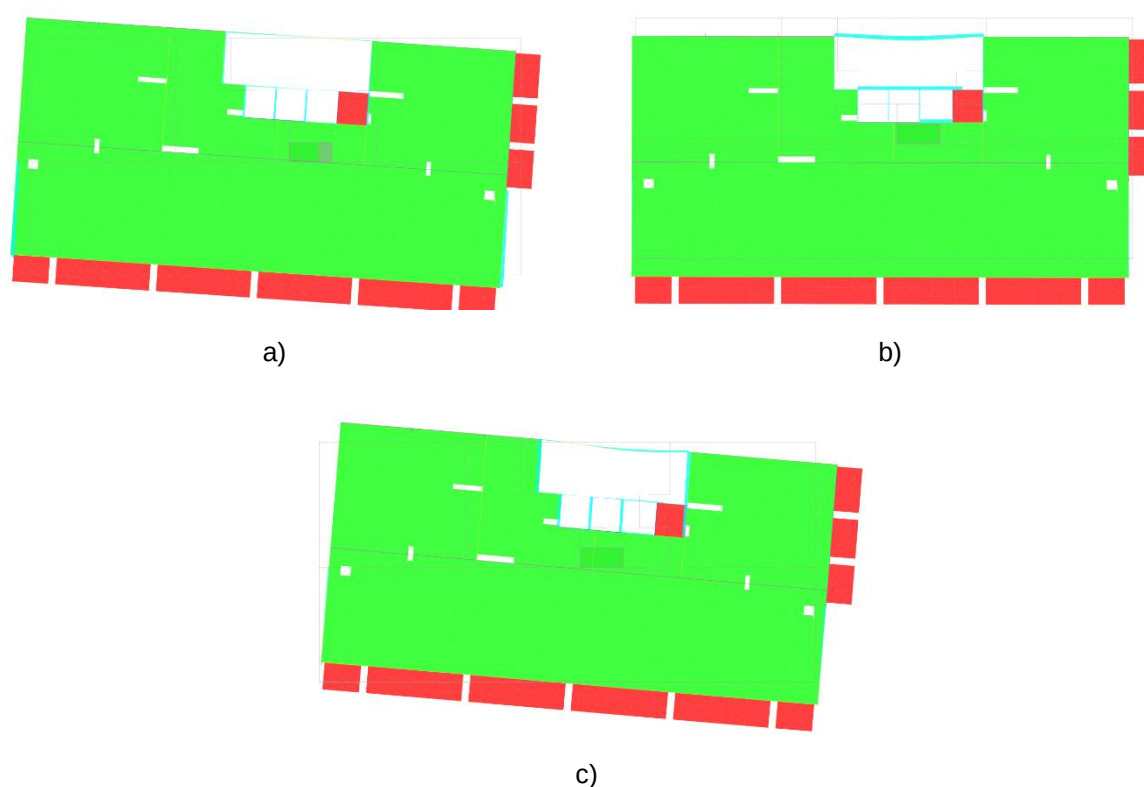


Fig. 4.21 - Deformada do: a) primeiro modo; b) segundo modo; c) terceiro modo do modelo associado às medições realizadas

4.6.4. RESULTADOS DAS MEDIÇÕES EFETUADAS

No primeiro momento, visto que em cada localização marcada na planta estavam colocados dois acelerómetros perpendiculares entre si, nas direções X e Y, foi possível obter 12 gráficos de acelerações. Estes gráficos foram representados em simultâneo, formando em conjunto o Gráfico 4.19, sendo que apenas foram analisados os primeiros 0,5 segundos captados.

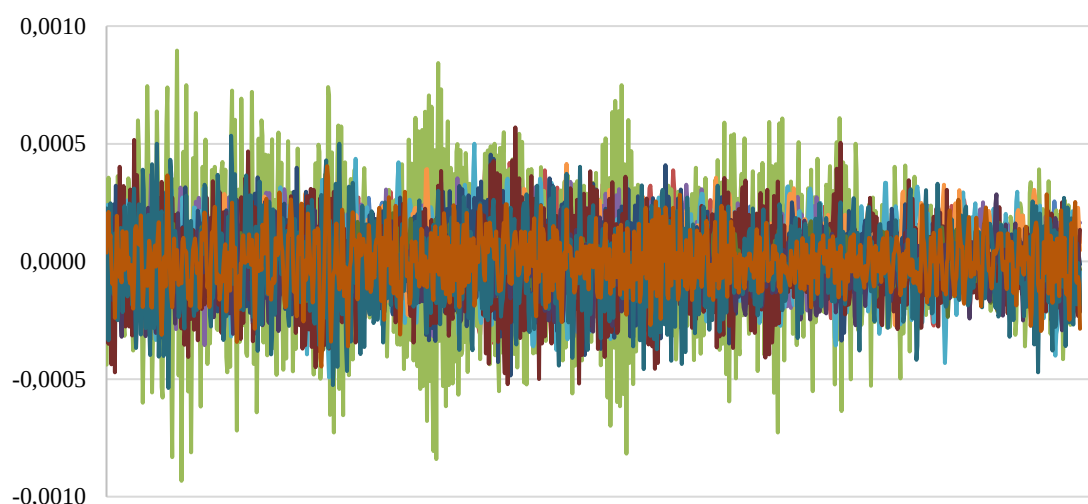


Gráfico 4.19 - Representação das acelerações, em m/s², registadas nos primeiros 0,5s (primeiro momento)

Com o *software* ARTeMIS Extractor foi possível, através das técnicas implementadas no programa de seleção de picos (*peak picking*) e decomposição no domínio de frequência (FDD), extrair as componentes espectrais e decompor o sinal no domínio do tempo em frequência, pela regra fundamental $f = 1/T$.

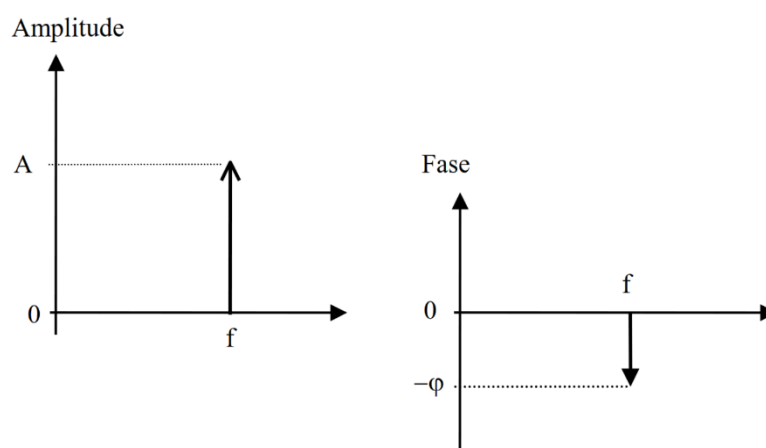


Fig. 4.22 - Representação de uma senoide no domínio das frequências [58]

As acelerações extraídas das medições foram analisadas com o auxílio do programa ARTeMIS onde foi obtido o Gráfico 4.20, resultante da decomposição em valores singulares (SVD). Deste gráfico é possível extrair os valores das frequências naturais da estrutura, correspondentes aos picos do mesmo (assinalados com o círculo preto).

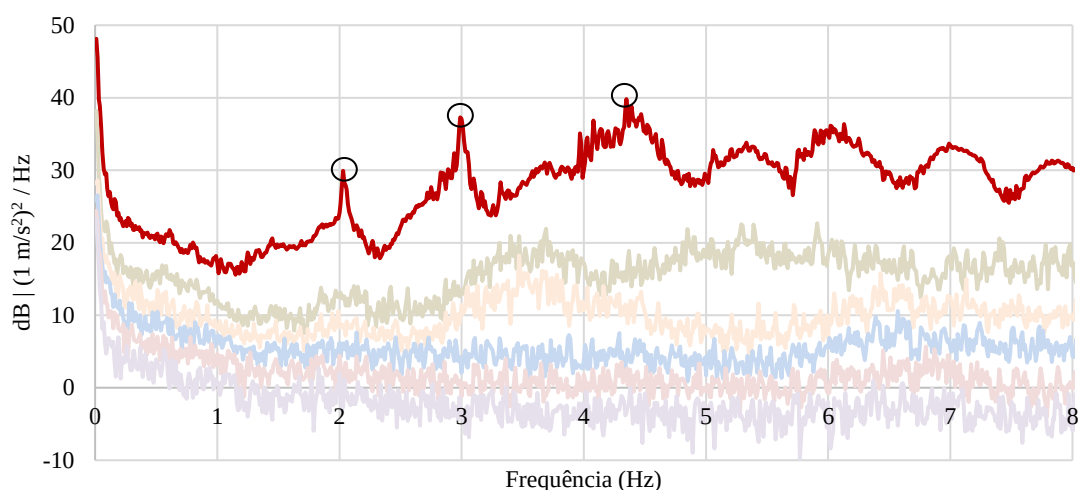


Gráfico 4.20 - Identificação das frequências naturais da estrutura

As frequências extraídas do gráfico, $f_{\text{medição}}$, são resumidas no Quadro 4.23 e é possível comparar esses valores com as frequências obtidas pela análise modal da estrutura no modelo de cálculo, f_{modelo} . O valor da medição do primeiro modo apresenta uma variação relativamente baixa, podendo, de certa forma, assemelhar-se ao primeiro modo do modelo de cálculo. No caso do modo seguinte, os valores das frequências já não são tão precisos.

Quadro 4.23 - Variação da frequência entre o modelo e a medição *in situ*

Modo	f_{modelo} [Hz]	$f_{\text{medição}}$ [Hz]	Variação
1	2,12	2,02	-4,72 %
2	2,56	2,98	16,41 %
3	4,54	4,34	-4,41 %

Para validar as medições realizadas é também necessário averiguar as deformadas associadas a cada modo de vibração, Fig. 4.23. Efetivamente o primeiro modo corresponde, de forma aproximada, à torção característica do modo fundamental do modelo de cálculo, contudo, os restantes modos de vibração apresentam diferenças relevantes na sua deformada. Neste aspeto as diferenças são evidentes, e por isso, alguns aspetos podem ser os responsáveis pelas divergências entre o modelo e as medições, tais como:

- Simplificações adotadas para os pisos enterrados;
- Tipologia de ligações das fundações;
- Edifícios adjacentes.

O último tópico apresenta grande influência na resposta real da estrutura visto que, na realidade, a dinâmica do edifício está diretamente influenciada pela rigidez do edifício adjacente. A presença do edifício vizinho permite que a estrutura em estudo não apresente componentes puramente translacionais na direção Y uma vez que restringe este movimento devido ao contacto entre ambos. Estas diferenças

são imprevisíveis e incalculáveis na ótica do dimensionamento já que a presença do edifício vizinho não pode ser tomada como garantida, o que revela a importância da monitorização das estruturas para compreender o real comportamento das mesmas.

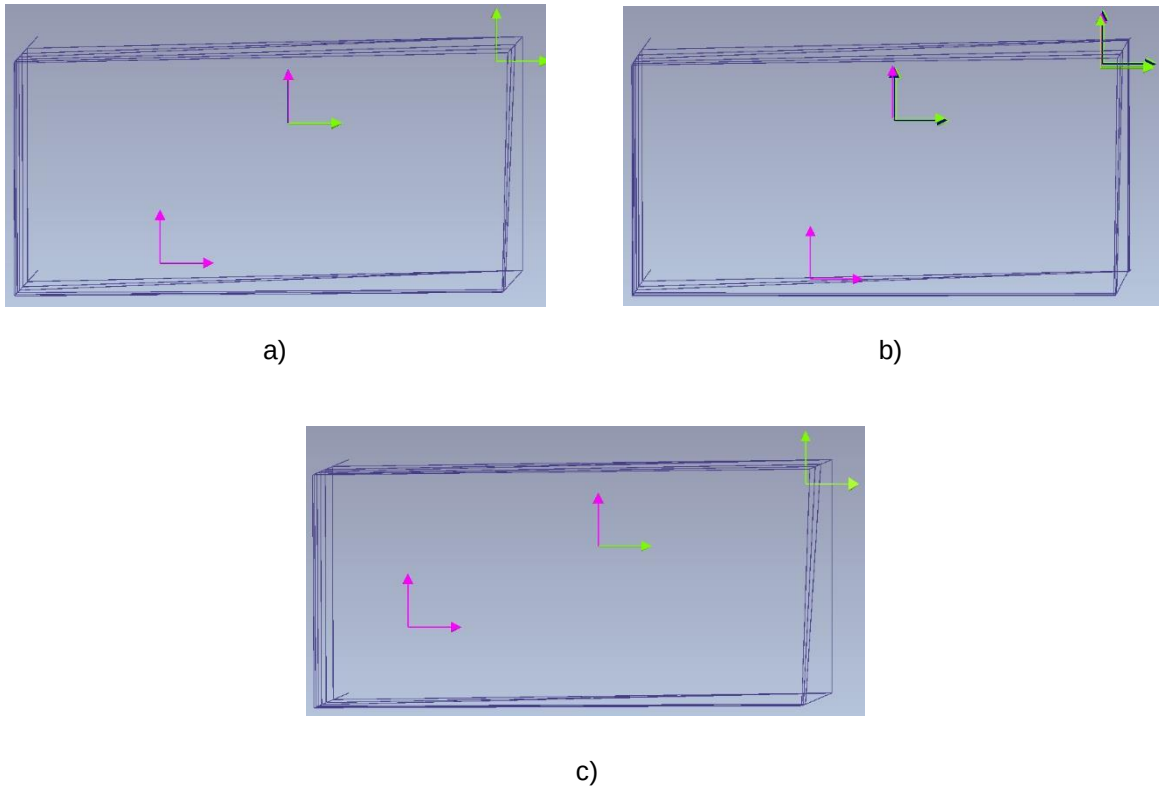


Fig. 4.23 - Deformada do: a) primeiro modo; b) segundo modo; c) terceiro modo resultante das medições realizadas

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. CONCLUSÕES

O objetivo principal da presente tese foi analisar sísmicamente o edifício proposto que apresentava uma técnica recentemente impulsionada, a pré-fabricação. A realização desta análise permitiu comprovar a importância das ligações na resposta dinâmica da estrutura, ao nível de deslocamentos, efeitos de segunda ordem e esforços atuantes.

Numa primeira análise do edifício real, constituído por ligações viga-pilar articuladas, verificou-se que a estrutura apresentava uma rigidez torsional baixa, apresentando uma capacidade limitada para resistir aos esforços globais de torção, e por isso foi classificada como estrutura torsionalmente flexível. Os requisitos regulamentares dos deslocamentos e dos efeitos de segunda ordem foram cumpridos com alguma margem.

Numa análise posterior, a análise do edifício cujas ligações viga-pilar eram monolíticas permitiu concluir que a rigidez à torção do mesmo aumentou o suficiente para classificar a estrutura como não torsionalmente flexível (estrutura de parede). Os valores dos deslocamentos e efeitos $P-\Delta$, para o modelo monolítico, apresentaram uma melhoria significativa, especialmente nos pisos intermédios, onde os valores eram maiores. Relativamente aos esforços analisados, estes não sofreram grandes alterações devido à tipologia das ligações, contudo, visto que as mesmas modificaram a classificação da estrutura, foi possível explorar maior ductilidade da estrutura, associada a um coeficiente de comportamento de valor mais elevado.

Estas análises permitem verificar que a tipologia das ligações pode ser determinante para o comportamento geral da estrutura, devendo ser levadas em consideração de acordo com a sismicidade da zona de implantação do edifício e também face à disposição dos elementos estruturais em planta.

Através das medições realizadas *in situ* foi possível verificar aproximadamente os valores das frequências extraídas do modelo de cálculo com medições, apesar dos visíveis erros nos modos de vibração relacionados com fatores externos e de simplificações adotadas no modelo de cálculo.

A presente dissertação permitiu o conhecimento mais aprofundado sobre as estruturas pré-fabricadas de betão, as ligações entre os elementos, as tecnologias existentes e a resposta sísmica de edifícios constituídos por estes elementos.

5.2. RECOMENDAÇÕES DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Apesar do alcance dos principais objetivos da dissertação, o contínuo desenvolvimento do tema em questão é relevante para o conhecimento científico e para a utilização desta tipologia construtiva em zonas de sismicidade elevada. Para continuar a desenvolver o tema é essencial que os estudos futuros sejam orientados segundo os seguintes pontos:

- Influência das irregularidades nas estruturas pré-fabricadas face às ações sísmicas;
- Realização do dimensionamento global do edifício em estudo para as situações apresentadas no decorrer da dissertação (E_Art_Ref, E_Mon_Ref, E_Art_AS e E_Mon_AS) para realização de uma comparação económica das diferentes soluções;
- Continuação da medição dos parâmetros dinâmicos do edifício em estudo ao longo da sua construção com o objetivo de perceber a influência da construção em altura na variação da frequência da estrutura e também para compreender o comportamento das paredes de enchimento na resposta global da estrutura.

BIBLIOGRAFIA

- [1] J. Proença, «Comportamento sísmico de estruturas pré-fabricadas», Universidade Técnica de Lisboa, 1996.
- [2] Encontro Nacional Betão Estrutural e J. A. Figueiras, Actas do Congresso - Pré-fabricação em Betão. Porto: FEUP Edições, 2004.
- [3] «Gross wages and salaries cost index in the construction industry in the European Union (EU-27) from 1st quarter 2007 to 4th quarter 2022». <https://www.statista.com/statistics/1332951/personnel-costs-in-the-construction-sector-eu/>
- [4] J. Lehne e F. Preston, «Making Concrete Change: Innovation in Low-carbon Cement and Concrete». <https://www.chathamhouse.org/2018/06/making-concrete-change-innovation-low-carbon-cement-and-concrete>
- [5] F. Torgal e S. Jalali, A sustentabilidade dos materiais de construção. TecMinho.
- [6] R. Mateus, «Avaliação da Sustentabilidade da Construção», Universidade do Minho, 2009.
- [7] J. Punkki, «Sustainable Prefabrication», fib symposium proceedings, 2001.
- [8] K. S. Elliott, Precast concrete structures, Second edition. Boca Raton: CRC Press, 2018.
- [9] S. Nunes, «Betão autocompactável»,
- [10] W. Zhu e P. J. M. Bartos, «Permeation properties of self-compacting concrete», Cement and Concrete Research, vol. 33, n.º 6, pp. 921–926, 2003, doi: [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)01090-6](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)01090-6).
- [11] K. S. Elliott, Precast concrete structures. Oxford ; Boston, MA: Butterworth-Heinemann, 2002.
- [12] A. Henriques, «Prestressed Concrete Structures», 2022.
- [13] L. Pires, «Análise Sísmica de um Edifício Industrial com Elementos Pré-fabricados e Propostas de Reforço», Universidade do Porto, 2013.
- [14] M. Maestro e D. Hdez, «Evolución de la prefabricación para la edificación en España. Medio siglo de experiencia». [Em linha]. Disponível em: <https://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion/article/view/963/1117>
- [15] J. Lello, «Introdução à pré-fabricação», 2021.
- [16] Lusoponte, «Traçado e Construção». <https://www.lusoponte.pt/vasco-da-gama/projecto/tracado-e-construcao>
- [17] «<https://www.youtube.com/watch?v=tSM0aQ1V2IE>».
- [18] «Estádio Municipal de Braga», 17 de setembro de 2019. <https://espacodearquitetura.com/projetos/estadio-municipal-de-braga/>
- [19] A. Matos, P. Pimenta, e H. Marques, «Engenharia e Ciência – A Conceção Estrutural do Estádio do Dragão», 16 de novembro de 2018. <https://geg.pt/concepcao-estrutural-do-estadio-do-dragao/>
- [20] H. Marques, «A engenharia no Estádio do Dragão», SbO - setentas d’Obra, Ciclo de construção, do projecto à obra, n.º 30, março de 2023.

- [21] Instituto Nacional de Estatística, «Índice de custos de construção de habitação nova». 8 de fevereiro de 2023. [Em linha]. Disponível em: https://www.ine.pt/xportal/xmain?xpid=INE&xpgid=ine_destaques&DESTAQUESdest_boui=581112338&DESTAQUESmodo=2&xlang=pt
- [22] A. Couto e J. Couto, «Vantagens Produtivas e Ambientais da Pré-fabricação». [Em linha]. Disponível em: <https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/8520/2/132.pdf>
- [23] PORDATA, «Acidentes de trabalho mortais: total e por setor de atividade económica». [Em linha]. Disponível em: <https://www.pordata.pt/db/portugal/ambiente+de+consulta/tabela>
- [24] A. Magalhães, «A pré-fabricação em betão em Edifícios», ISEP, 2013.
- [25] P. Silva, «Estacas cravadas - Pré-fabricadas». setembro de 2015.
- [26] A. Viana da Fonseca, «Estacas - Processos construtivos», 2022.
- [27] A. Van Acker e International Federation for Structural Concrete, Eds., Planning and design handbook on precast building structures. em Bulletin Manual-textbook, no. 74 / International Federation for Structural Concrete. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete (fib), 2014.
- [28] «Sistema de cofragem para laje in situ». <https://www.alsina.com/pt/cofragem-para-lajes-eskoramento-deskoramento-parcial-e-deskoramento-total/>
- [29] «Sistema de cofragem para laje aligeirada de vigotas». <https://casadoscatitos.com/pt/blog/2020/07/10/segunda-laje/>
- [30] M. K. El Debs, Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações. São Carlos: EESC-USP, 2000.
- [31] E. Albarran, «Construção com Elementos Pré-fabricados em Betão Armado», Instituto Superior Técnico, 2008. [Em linha]. Disponível em: https://scholar.tecnico.ulisboa.pt/api/records/D_ZlZdywpD_pAhuFpyeVY4VxgsxbPvprQvDo/fil e/1b2e13034ada73f142ac948cb17444b66519da0698fbf097f15aed2a29310bdb.pdf
- [32] International Federation for Structural Concrete, Ed., Structural connections for precast concrete buildings. em Bulletin / International Federation for Structural Concrete Guide to good practice, no. 43. Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), 2008.
- [33] L. Barbosa, «Análise de ligações de estruturas pré-fabricadas», ISEP, 2016.
- [34] J. Appleton, Estruturas de Betão, vol. 1, 2 vols. Orion.
- [35] R. Reguengo, «Comportamento da ligação pilar-fundação em estruturas pré-fabricadas com armaduras salientes do pilar», Universidade Nova de Lisboa, 2010.
- [36] R. Carvalho, «Comportamento sísmico de ligações viga-pilar em pavilhões industriais pré-fabricados - Análise experimental», Universidade do Porto, 2021.
- [37] M. Kataoka, «Estudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto», Universidade Federal de São Carlos, 2007.
- [38] International Federation for Structural Concrete e Precast/Prestressed Concrete Institute, Eds., Precast-concrete buildings in seismic areas: state-of-the-art report. em Bulletin / International Federation for Structural Concrete, no. 78. Lausanne, Switzerland: Fédération internationale du béton, 2016.

- [39] International Federation for Structural Concrete, Ed., Seismic design of precast concrete building structures: state-of-art report. em Bulletin / International Federation for Structural Concrete, no. 27. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2003.
- [40] C. Chastre, «Ligações estruturais pré-fabricadas», 2021.
- [41] New Zealand Concrete Society e New Zealand Society for Earthquake Engineering, Eds., Guidelines for the use of structural precast concrete in buildings: report of a Study Group of the New Zealand Concrete Society and the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2nd ed. Christchurch, N.Z: Centre for Advanced Engineering, University of Canterbury, 1999.
- [42] L. Liberatore, L. Sorrentino, D. Liberatore, e L. D. Decanini, «Failure of industrial structures induced by the Emilia (Italy) 2012 earthquakes», Engineering Failure Analysis, vol. 34, pp. 629–647, 2013, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2013.02.009>.
- [43] A. Furtado et al., Seismic Performance Assessment of Existing Precast Industrial Buildings. Politécnico de Leiria.
- [44] R. B. Fleischman, J. I. Restrepo, S. Pampanin, J. R. Maffei, K. Seeber, e F. A. Zahn, «Damage Evaluations of Precast Concrete Structures in the 2010–2011 Canterbury Earthquake Sequence», Earthquake Spectra, vol. 30, n.o 1, pp. 277–306, 2014, doi: 10.1193/031213EQS068M.
- [45] S. Singhal, A. Chourasia, e Y. Kajale, «Design of steel wire loop connection for precast reinforced concrete structural components», Scientia Iranica, fev. 2022, doi: 10.24200/sci.2022.57459.5252.
- [46] «Norma Europeia EN 1998-1:2010: Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios». 2013.
- [47] H. Varum, «Reinforced concrete buildings - Second Generation of Eurocode 8», 24 de janeiro de 2023.
- [48] J. Appleton, Estruturas de Betão, vol. 2, 2 vols. Orion.
- [49] A. Y. Elghazouli, Ed., Seismic design of buildings to Eurocode 8, Second edition. Boca Raton: CRC Press, Taylor & Francis Group, 2017.
- [50] F. Valente, «Revisão e aplicação das disposições regulamentares do EC8 com vista ao dimensionamento sísmico de sistemas em pórtico de betão armado», Universidade do Porto, 2022.
- [51] M. de Stefano, R. Nudo, e S. Viti, «EVALUATION OF SECOND ORDER EFFECTS ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF RC FRAMED STRUCTURES : A FRAGILITY ANALYSIS», 2002.
- [52] J. Proença, «Dimensionamento Sísmico de Estruturas Pré-Fabricadas (ênfase em edifícios industriais)».
- [53] «Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19), commentary on building code requirements for structural concrete (ACI 318R-19): an ACI standard». American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019.
- [54] S. Ghosh, M. Neil, e Hawkins, «Seismic design provisions for precast concrete structures in ACI 318», vol. 46, jan. 2001.
- [55] <https://earth.google.com/web/@41.14078019,-8.64098998,85.12230966a,355.21010684d,35y,73.10229163h,53.36976659t,0r> (Acedido 3 de junho de 2023).

- [56] A. Furtado, N. Vila-Pouca, H. Rodrigues, e H. Varum, «Impacto das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento sísmico de um edifício de 15 pisos no Nepal», abr. 2021.
- [57] D. Espadinha, «Influência das paredes de alvenaria não estruturais no modo de rotura de edifícios de betão armado sujeitos à acção sísmica», Universidade Nova de Lisboa, 2019.
- [58] S. Deckmann e J. Pomilio, «Avaliação da Qualidade da Energia Elétrica».

ANEXOS

A1

POSIÇÕES DO CENTRO DE MASSA E CENTRO DE RIGIDEZ

Modelo com ligações articuladas					
Piso	Massa [kg]	X _{CM} [m]	Y _{CM} [m]	Y _{CR} [m]	Y _{CR} [m]
12	396908,90	14,78	7,25	16,99	14,31
11	461447,44	15,03	6,43	16,96	14,30
10	461447,44	15,03	6,43	16,92	14,28
9	461447,44	15,03	6,43	16,87	14,26
8	461447,44	15,03	6,43	16,80	14,23
7	461447,44	15,03	6,43	16,73	14,19
6	461447,44	15,03	6,43	16,64	14,14
5	461447,44	15,03	6,43	16,53	14,07
4	461694,64	15,03	6,43	16,40	13,97
3	462000,47	15,03	6,43	16,25	13,79
2	462000,47	15,03	6,43	16,06	13,46
1	463470,98	15,03	6,43	15,81	12,66

Modelo com ligações monolíticas					
Piso	Massa [kg]	X _{CM} [m]	Y _{CM} [m]	Y _{CR} [m]	Y _{CR} [m]
12	396908,90	14,78	7,25	16,58	12,23
11	461447,44	15,03	6,43	16,56	12,32
10	461447,44	15,03	6,43	16,53	12,42
9	461447,44	15,03	6,43	16,50	12,55
8	461447,44	15,03	6,43	16,46	12,68
7	461447,44	15,03	6,43	16,41	12,81
6	461447,44	15,03	6,43	16,36	12,93
5	461447,44	15,03	6,43	16,29	13,03
4	461694,64	15,03	6,43	16,21	13,09
3	462000,47	15,03	6,43	16,11	13,09
2	462000,47	15,03	6,43	15,98	12,96
1	463470,98	15,03	6,43	15,79	12,45

A2

RESULTADOS INTERMÉDIOS PARA A VERIFICAÇÃO DA REGULARIDADE EM PLANTA

Piso	Massa [kg]	E_Art		E_Mon	
		R _z [ton/m ²]	I _s	R _z [ton/m ²]	I _s
12	396908,90	37049,0	9,66	37049,0	9,66
11	461447,44	48757,3	10,28	48757,3	10,28
10	461447,44	48757,3	10,28	48757,3	10,28
9	461447,44	48757,3	10,28	48757,3	10,28
8	461447,44	48757,3	10,28	48757,3	10,28
7	461447,44	48757,3	10,28	48757,3	10,28
6	461447,44	48757,3	10,28	48757,3	10,28
5	461447,44	48757,3	10,28	48757,3	10,28
4	461694,64	48765,5	10,28	48765,5	10,28
3	462000,47	48777,8	10,28	48777,8	10,28
2	462000,47	48777,8	10,28	48777,8	10,28
1	463470,98	48807,3	10,26	48807,3	10,26

A3

RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL

Modelo com ligações articuladas								
Modo	T [s]	f [Hz]	%M _{Ux}	%M _{Uy}	%M _{Uz}	ΣM _{Ux}	ΣM _{Uy}	ΣM _{Uz}
1	1,61	0,62	40,3%	4,3%	23,1%	40,3%	4,3%	23,1%
2	1,41	0,71	5,2%	61,5%	0,2%	45,5%	65,8%	23,3%
3	0,76	1,31	22,1%	1,0%	44,9%	67,5%	66,8%	68,2%
4	0,37	2,71	13,2%	0,4%	5,8%	80,7%	67,1%	74,0%
5	0,30	3,28	0,6%	18,7%	0,0%	81,3%	85,9%	74,0%
6	0,19	5,37	11,2%	0,3%	4,3%	92,5%	86,1%	78,3%
7	0,18	5,64	0,0%	0,0%	10,3%	92,6%	86,1%	88,6%
8	0,16	6,08	0,0%	0,0%	0,1%	92,6%	86,1%	88,7%
9	0,16	6,27	0,0%	1,0%	0,0%	92,6%	87,1%	88,7%
10	0,14	6,98	0,0%	0,4%	0,0%	92,6%	87,6%	88,7%
11	0,13	7,41	0,3%	4,4%	0,0%	92,9%	91,9%	88,7%
12	0,13	7,62	2,0%	0,2%	0,4%	95,0%	92,2%	89,1%
13	0,13	7,98	0,0%	0,4%	0,0%	95,0%	92,6%	89,1%
14	0,11	9,03	1,0%	0,0%	0,3%	96,0%	92,6%	89,4%
15	0,11	9,27	0,0%	0,0%	0,0%	96,0%	92,6%	89,4%
16	0,10	10,10	0,8%	0,0%	0,0%	96,8%	92,6%	89,4%
17	0,09	10,80	0,6%	0,0%	4,5%	97,4%	92,6%	93,9%
18	0,09	10,95	0,0%	0,8%	0,2%	97,4%	93,4%	94,1%
19	0,09	11,09	0,3%	1,1%	0,0%	97,7%	94,5%	94,1%
20	0,09	11,15	0,3%	0,9%	0,0%	98,0%	95,4%	94,1%
21	0,08	12,15	0,3%	0,0%	0,1%	98,3%	95,4%	94,2%
22	0,07	13,43	0,3%	0,0%	0,0%	98,6%	95,4%	94,2%
23	0,07	13,99	0,0%	1,3%	0,1%	98,6%	96,7%	94,4%
24	0,07	14,99	0,2%	0,1%	2,0%	98,8%	96,9%	96,4%
25	0,07	15,33	0,2%	0,0%	0,0%	99,0%	96,9%	96,4%
26	0,06	16,49	0,0%	1,1%	0,1%	99,0%	98,0%	96,5%
27	0,06	17,92	0,1%	0,1%	1,2%	99,2%	98,1%	97,7%
28	0,05	20,03	0,0%	1,0%	0,1%	99,2%	99,1%	97,7%
29	0,05	20,67	0,2%	0,1%	0,1%	99,4%	99,2%	97,8%
30	0,05	21,53	0,1%	0,2%	1,2%	99,5%	99,4%	99,1%
31	0,04	26,66	0,3%	0,0%	0,4%	99,8%	99,4%	99,5%
32	0,04	27,26	0,0%	0,3%	0,1%	99,8%	99,7%	99,6%
33	0,03	30,46	0,1%	0,0%	0,1%	99,8%	99,7%	99,6%
34	0,02	53,68	0,0%	0,2%	0,0%	99,8%	99,9%	99,7%
35	0,02	57,15	0,0%	0,1%	0,1%	99,9%	100,0%	99,8%
36	0,01	67,67	0,1%	0,0%	0,2%	100,0%	100,0%	100,0%

Modelo com ligações monolíticas								
Modo	T [s]	f [Hz]	%M _{Ux}	%M _{Uy}	%M _{Uz}	ΣM _{Ux}	ΣM _{Uy}	ΣM _{Uz}
1	1,17	0,85	2,7%	65,8%	0,1%	2,7%	65,8%	0,1%
2	1,17	0,86	52,6%	1,8%	16,9%	55,3%	67,6%	17,0%
3	0,68	1,47	14,3%	1,0%	54,2%	69,6%	68,6%	71,1%
4	0,31	3,19	13,6%	0,3%	3,4%	83,2%	68,9%	74,5%
5	0,28	3,53	0,5%	17,5%	0,0%	83,7%	86,3%	74,6%
6	0,17	5,73	6,8%	0,3%	11,2%	90,5%	86,6%	85,8%
7	0,17	6,06	2,7%	0,0%	3,1%	93,2%	86,6%	88,9%
8	0,16	6,22	0,1%	0,0%	0,3%	93,3%	86,6%	89,1%
9	0,16	6,41	0,0%	0,8%	0,0%	93,3%	87,5%	89,1%
10	0,14	7,10	0,0%	0,4%	0,0%	93,3%	87,9%	89,1%
11	0,13	7,63	0,1%	4,3%	0,0%	93,4%	92,1%	89,2%
12	0,12	8,09	0,1%	0,5%	0,0%	93,5%	92,7%	89,2%
13	0,12	8,20	2,0%	0,1%	0,4%	95,5%	92,8%	89,5%
14	0,11	9,37	0,0%	0,0%	0,0%	95,5%	92,8%	89,5%
15	0,10	9,73	1,0%	0,0%	0,2%	96,5%	92,8%	89,7%
16	0,09	10,93	0,9%	0,0%	0,1%	97,4%	92,8%	89,8%
17	0,09	11,01	0,1%	0,2%	0,7%	97,5%	93,0%	90,5%
18	0,09	11,12	0,4%	0,1%	3,9%	97,9%	93,1%	94,3%
19	0,09	11,29	0,0%	2,4%	0,0%	97,9%	95,5%	94,3%
20	0,08	12,04	0,4%	0,0%	0,0%	98,3%	95,5%	94,4%
21	0,08	13,17	0,3%	0,0%	0,0%	98,6%	95,5%	94,4%
22	0,07	14,19	0,0%	1,3%	0,1%	98,6%	96,8%	94,5%
23	0,07	14,53	0,2%	0,0%	0,0%	98,8%	96,8%	94,5%
24	0,07	15,29	0,2%	0,2%	2,0%	99,0%	96,9%	96,5%
25	0,06	16,65	0,0%	0,6%	0,0%	99,0%	97,6%	96,5%
26	0,06	16,79	0,1%	0,5%	0,2%	99,1%	98,0%	96,6%
27	0,05	18,41	0,1%	0,1%	1,2%	99,2%	98,2%	97,8%
28	0,05	20,33	0,0%	1,0%	0,1%	99,2%	99,2%	97,9%
29	0,05	21,47	0,3%	0,0%	0,4%	99,5%	99,2%	98,4%
30	0,04	22,42	0,0%	0,2%	0,8%	99,5%	99,4%	99,2%
31	0,04	26,98	0,3%	0,0%	0,4%	99,8%	99,4%	99,5%
32	0,04	28,27	0,0%	0,2%	0,1%	99,8%	99,7%	99,6%
33	0,03	33,45	0,1%	0,0%	0,1%	99,8%	99,7%	99,7%
34	0,02	54,76	0,0%	0,3%	0,0%	99,8%	100,0%	99,7%
35	0,02	60,65	0,0%	0,0%	0,1%	99,9%	100,0%	99,8%
36	0,01	69,04	0,1%	0,0%	0,2%	100,0%	100,0%	100,0%

A4

RESULTADOS INTERMÉDIOS DA VERIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM E DOS DESLOCAMENTOS DE PISO (E_ART)

Piso	P [kN]	V _x [kN]	d _{q=1,5} [mm]	d _r [mm]	θ _x (Tipo 1)
12	4556,90	248,71	2,257	3,386	0,0207
11	9680,18	485,80	2,483	3,725	0,0247
10	14803,45	664,68	2,531	3,797	0,0282
9	19926,72	803,23	2,530	3,795	0,0314
8	25050,00	911,62	2,489	3,734	0,0342
7	30173,27	998,02	2,405	3,608	0,0364
6	35296,55	1077,57	2,273	3,410	0,0372
5	40419,82	1166,89	2,087	3,131	0,0361
4	45548,52	1271,81	1,838	2,757	0,0329
3	50677,22	1379,49	1,518	2,277	0,0279
2	55805,92	1470,79	1,114	1,671	0,0211
1	60964,04	1525,25	0,579	0,869	0,0116

Piso	P [kN]	V _y [kN]	d _{q=1,5} [mm]	d _r [mm]	θ _y (Tipo 1)
12	4556,90	332,87	3,369	5,054	0,0231
11	9680,18	616,23	3,413	5,120	0,0268
10	14803,45	799,90	3,452	5,178	0,0319
9	19926,72	921,65	3,445	5,168	0,0372
8	25050,00	1014,08	3,387	5,081	0,0418
7	30173,27	1104,77	3,269	4,904	0,0446
6	35296,55	1209,70	3,083	4,625	0,0450
5	40419,82	1329,25	2,821	4,232	0,0429
4	45548,52	1451,09	2,463	3,695	0,0387
3	50677,22	1559,34	2,000	3,000	0,0325
2	55805,92	1638,75	1,412	2,118	0,0240
1	60964,04	1677,70	0,643	0,965	0,0117

Piso	P [kN]	V _x [kN]	d _{q=1,5} [mm]	d _r [mm]	θ _x (Tipo 2)
12	4556,90	354,76	2,356	3,534	0,0167
11	9680,18	646,38	2,608	3,912	0,0227
10	14803,45	825,05	2,640	3,960	0,0281
9	19926,72	944,64	2,599	3,899	0,0338
8	25050,00	1019,00	2,515	3,773	0,0395
7	30173,27	1050,33	2,396	3,594	0,0446
6	35296,55	1086,76	2,248	3,372	0,0477
5	40419,82	1209,65	2,072	3,108	0,0467
4	45548,52	1449,33	1,859	2,789	0,0422
3	50677,22	1740,38	1,589	2,384	0,0361
2	55805,92	2005,85	1,238	1,857	0,0288
1	60964,04	2173,83	0,724	1,086	0,0199

Piso	P [kN]	V _y [kN]	d _{q=1,5} [mm]	d _r [mm]	θ _y (Tipo 2)
12	4556,90	583,39	3,510	5,265	0,0183
11	9680,18	997,55	3,563	5,345	0,0230
10	14803,45	1165,45	3,565	5,348	0,0298
9	19926,72	1179,56	3,497	5,246	0,0380
8	25050,00	1131,45	3,372	5,058	0,0471
7	30173,27	1128,17	3,204	4,806	0,0542
6	35296,55	1252,18	3,005	4,508	0,0561
5	40419,82	1497,86	2,770	4,155	0,0529
4	45548,52	1796,19	2,468	3,702	0,0470
3	50677,22	2082,50	2,068	3,102	0,0399
2	55805,92	2304,96	1,528	2,292	0,0308
1	60964,04	2421,27	0,744	1,116	0,0169

A5

RESULTADOS INTERMÉDIOS DA VERIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM E DOS DESLOCAMENTOS DE PISO (E_MON)

Piso	P [kN]	V _x [kN]	d _{q=3,0} [mm]	d _r [mm]	θ _x (Tipo 1)
12	4556,90	138,95	0,717	2,151	0,0235
11	9680,18	281,56	0,861	2,583	0,0296
10	14803,45	393,01	0,904	2,712	0,0341
9	19926,72	481,18	0,930	2,790	0,0385
8	25050,00	552,56	0,943	2,829	0,0428
7	30173,27	611,76	0,938	2,814	0,0463
6	35296,55	664,38	0,913	2,739	0,0485
5	40419,82	716,25	0,864	2,592	0,0488
4	45548,52	768,87	0,786	2,358	0,0466
3	50677,22	818,04	0,674	2,022	0,0418
2	55805,92	857,96	0,519	1,557	0,0338
1	60964,04	882,26	0,322	0,966	0,0223

Piso	P [kN]	V _y [kN]	d _{q=3,0} [mm]	d _r [mm]	θ _y (Tipo 1)
12	4556,90	177,22	1,145	3,435	0,0294
11	9680,18	338,91	1,187	3,561	0,0339
10	14803,45	455,71	1,228	3,684	0,0399
9	19926,72	543,20	1,257	3,771	0,0461
8	25050,00	613,38	1,269	3,807	0,0518
7	30173,27	676,47	1,257	3,771	0,0561
6	35296,55	738,61	1,219	3,657	0,0583
5	40419,82	800,99	1,146	3,438	0,0578
4	45548,52	860,01	1,030	3,090	0,0546
3	50677,22	910,40	0,864	2,592	0,0481
2	55805,92	946,70	0,636	1,908	0,0375
1	60964,04	965,00	0,314	0,942	0,0198

Piso	P [kN]	V _x [kN]	d _{q=3,0} [mm]	d _r [mm]	θ _x (Tipo 2)
12	4556,90	203,95	0,747	2,241	0,0167
11	9680,18	388,96	0,912	2,736	0,0227
10	14803,45	500,99	0,950	2,850	0,0281
9	19926,72	564,90	0,958	2,874	0,0338
8	25050,00	601,03	0,947	2,841	0,0395
7	30173,27	623,44	0,921	2,763	0,0446
6	35296,55	655,41	0,885	2,655	0,0477
5	40419,82	725,73	0,839	2,517	0,0467
4	45548,52	838,47	0,777	2,331	0,0422
3	50677,22	967,60	0,690	2,070	0,0361
2	55805,92	1084,85	0,560	1,680	0,0288
1	60964,04	1162,86	0,380	1,140	0,0199

Piso	P [kN]	V _y [kN]	d _{q=3,0} [mm]	d _r [mm]	θ _y (Tipo 2)
12	4556,90	300,43	1,204	3,612	0,0183
11	9680,18	526,80	1,254	3,762	0,0230
10	14803,45	636,14	1,280	3,840	0,0298
9	19926,72	670,86	1,281	3,843	0,0380
8	25050,00	670,44	1,260	3,780	0,0471
7	30173,27	680,92	1,223	3,669	0,0542
6	35296,55	738,58	1,174	3,522	0,0561
5	40419,82	848,63	1,110	3,330	0,0529
4	45548,52	985,69	1,018	3,054	0,0470
3	50677,22	1120,11	0,882	2,646	0,0399
2	55805,92	1226,28	0,677	2,031	0,0308
1	60964,04	1284,88	0,356	1,068	0,0169

