

DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS IRREGULARES DE BETÃO- ESTUDO COMPARATIVO

GONÇALO LUÍS DA SILVA MATA

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

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, 2022.*

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

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

Aos meus Pais

“Investir em conhecimento rende sempre os melhores juros”

Benjamin Franklin

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum, pelo privilégio da sua orientação, pela compreensão e generosidade na partilha de conhecimento ao longo da elaboração desta dissertação. A todos os professores que foram parte integrante deste trajeto, pela disponibilidade e exemplo de dedicação.

À empresa A400- Projetistas e Consultores de Engenharia, Lda, na pessoa do Eng.º. António Monteiro, que tão bem me acolheu, possibilitando a realização deste projeto em regime empresarial. Ao Eng.º Nuno Inácio, pela presença assídua e apoio na concretização deste trabalho e aos restantes membros da empresa, com quem tive o prazer de partilhar os últimos meses.

Aos colegas e amigos que me acompanharam neste percurso, em especial ao Bernardo, Daniel, João, Miguel e Rui, pelos muitos momentos de partilha e companheirismo.

À Diana, por ter despertado a minha melhor versão e ter estado sempre presente desde o início desta caminhada, fortalecendo-me nos dias mais difíceis.

Aos meus pais, irmã e restante família, pelo amor e apoio incondicional nos momentos mais importantes da minha vida.

Agradeço, por fim, a todos os que direta ou indiretamente tornaram possível a concretização desta etapa.

RESUMO

A atividade sísmica tem um impacto devastador sobre a vida humana, o que está fundamentalmente relacionado com o colapso e danificação de infraestruturas. Um adequado comportamento estrutural é o primeiro passo para a mitigação dos problemas sísmicos e, para que este seja atingido, devem ser adotados princípios que garantam uma adequada distribuição das propriedades do edifício. Contudo, existem conceções e opções de projeto que, de forma atender à compatibilização das múltiplas exigências de um edifício, acabam por provocar deficiências no funcionamento estrutural. Essas deficiências lidam essencialmente com a continuidade, geometria e distribuição de elementos estruturais e não estruturais e denominam-se irregularidades sísmicas.

Atualmente, a existência de irregularidades em edifícios é bastante frequente, contudo a observação de eventos sísmicos recentes tem enfatizado a necessidade da sua eliminação. As irregularidades e as suas consequências são reconhecidas por diversos códigos, que apresentam critérios bastante variáveis entre si. A diversidade de critérios e parâmetros de avaliação reflete não só a complexidade do tema, mas também a dificuldade e ambiguidade associadas à sua regulamentação.

Nesse sentido, ao longo do trabalho foram exploradas diversas normas, com a finalidade de incluir informação o mais completa e atualizada possível. Foi dado especial destaque ao Eurocódigo 8, para o qual, além dos critérios de regularidade, foram também estudados os respetivos critérios de dimensionamento sísmico.

O objetivo desta dissertação passa pela compreensão e identificação das principais consequências que as irregularidades apresentam sobre o comportamento e dimensionamento sísmicos. Para esse fim, foram analisados dois modelos com graus de regularidade distintos e cujos critérios foram devidamente averiguados. A análise incluiu a avaliação de requisitos sísmicos e o dimensionamento de elementos estruturais.

Os resultados obtidos foram alvo de uma comparação direcionada para os valores de deformação, esforços e densidade de armadura das soluções obtidas.

PALAVRAS-CHAVE: Comportamento Sísmico, Irregularidades Estruturais, Eurocódigo 8, Dimensionamento Sísmico, Modelação Estrutural

ABSTRACT

Seismic activity has a devastating impact on human life, which is fundamentally related to the collapse and damage of infrastructure. Adequate structural behaviour is the first step towards mitigating seismic problems. To achieve this, it is essential to adopt principles that guarantee an appropriate distribution of building properties. However, there are design concepts and project options that, while attempting to accommodate the multiple requirements of a building, end up causing deficiencies in structural performance. These deficiencies primarily concern the continuity, geometry, and distribution of both structural and non-structural elements and are known as seismic irregularities.

Currently, the presence of irregularities in buildings is quite common. However, recent seismic events have emphasized the need for their elimination. Irregularities and their consequences are recognized by various codes, which have significantly different criteria. The wide range of criteria and evaluation parameters reflects not only the complexity of the subject but also the difficulties and ambiguities associated with its regulation.

In this regard, throughout the study, various standards have been explored to include the most comprehensive and up-to-date information available. Special attention has been given to Eurocode 8, for which not only regularity criteria but also the corresponding seismic design criteria have been studied.

The objective of this dissertation is to understand and identify the primary consequences that irregularities have on seismic behaviour and design. For this purpose, two models with distinct levels of regularity have been analysed, and their criteria have been thoroughly examined. The analysis has included the evaluation of seismic requirements and the design of structural elements.

The obtained results have been compared, specifically focusing on the values of deformation, forces, and reinforcement density of the obtained solutions.

KEYWORDS: Seismic Behaviour, Structural Irregularities, Eurocode 8, Seismic Design, Structural Modelling

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. MOTIVAÇÃO	2
1.3. OBJETIVOS	3
1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
 2. AÇÃO SÍSMICA EM EDIFÍCIOS	 5
2.1. AÇÃO DINÂMICA	5
 3. ABORDAGEM SÍSMICA DO EUROCÓDIGO 8	 11
3.1. INTRODUÇÃO	11
3.2. QUANTIFICAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA	11
3.3. SISTEMA ESTRUTURAL	17
3.4. CAPACIDADE DE DISSIPAÇÃO E CLASSES DE DUCTILIDADE	18
3.5. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	19
3.6. DIMENSIONAMENTO	21
3.6.1. ELEMENTOS PRIMÁRIOS E SECUNDÁRIOS	21
3.6.2. CÁLCULO DE DESLOCAMENTOS	21
3.6.3. LIMITAÇÃO DE DANOS	22
3.6.4. ESTADO LIMITE ÚLTIMO	23
3.6.4.1. Condição de Resistência	23
3.6.4.2. Condição de Ductilidade Global	24
3.6.4.3. Condição de Ductilidade Local	24
3.6.4.3. Condição de Junta Sísmica	25
3.6.5. REQUISITOS DCM PARA PILARES	26

4. IRREGULARIDADES SÍSMICAS	31
4.1. INTRODUÇÃO	31
4.2. PRINCÍPIOS DE CONCEÇÃO	33
4.3. IRREGULARIDADES EM PLANTA	34
4.3.1. IRREGULARIDADES DE TORÇÃO	34
4.3.2. DESCONTINUIDADE DO DIAFRAGMA	35
4.3.3. IRREGULARIDADES GEOMÉTRICAS	36
4.3.3.1. Cantos Reentrantes	36
4.3.3.2. Rácio de Dimensões	38
4.3.3.3. Sistema Estrutural Não Ortogonal	39
4.3.3.4. Desvio Fora do plano	40
4.4. IRREGULARIDADES EM ALTURA	40
4.4.1. IRREGULARIDADES ENTRE PISOS	40
4.4.2. IRREGULARIDADES GEOMÉTRICAS	42
4.4.3. IRREGULARIDADES DOS SISTEMAS RESISTENTES	43
5. NORMALIZAÇÃO SÍSMICA	45
5.1. INTRODUÇÃO	45
5.2. NORMA DA EUROPA – EUROCÓDIGO 8 (EN 1998-1:2004)	45
5.3. VERSÃO DRAFT DO EUROCÓDIGO 8 (EN 1998-1-2:2022)	50
5.4. NORMA DOS ESTADOS UNIDOS DA AMÉRICA - MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES (ASCE/SEI 7 -16)	52
5.5. NORMA TURCA – TURKISH BUILDING SEISMIC CODE (AFAD,2018)	56
6. EFEITOS DAS IRREGULARIDADES SÍSMICAS: ESTUDO COMPARATIVO	63
6.1. INTRODUÇÃO	63
6.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO E AÇÕES	63
6.2.1. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO	63
6.2.2. AÇÃO VERTICAL	64
6.2.3. AÇÃO HORIZONTAL	64
6.2.3.1. Ação do Vento	64

6.2.3.2. Ação Sísmica	64
6.2.3.3. Combinações	65
6.3. MODELAÇÃO	66
6.4. PROCEDIMENTOS E SIMPLIFICAÇÕES	67
6.4.1. GERAL	67
6.4.2. AVALIAÇÃO DA REGULARIDADE	69
6.4.3. CLASSIFICAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL E COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	71
6.4.4. DIMENSIONAMENTO	71
6.5. MODELO 1: EDIFÍCIO REAL	72
6.5.1. ASPETO GERAIS	72
6.5.2. AVALIAÇÃO DA REGULARIDADE	73
6.5.2.1. Critérios de Regularidade em Planta	73
6.5.2.2. Critérios de Regularidade em Altura	76
6.5.3. CLASSIFICAÇÃO ESTRUTURAL E COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO.....	78
6.5.4. ANÁLISE MODAL	79
6.5.5. FORÇAS DE CORTE	81
6.5.6. DEFORMAÇÃO.....	82
6.5.7. LIMITAÇÃO DE DANOS	83
6.5.8. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	84
6.5.9. DIMENSIONAMENTO DE PILARES	85
6.5.9.1. Armadura Longitudinal	85
6.5.9.2. Armadura Transversal.....	86
6.6. MODELO 2: EDIFÍCIO MODIFICADO	90
6.6.1. ASPETO GERAIS	90
6.6.2. AVALIAÇÃO DA REGULARIDADE	91
6.6.2.1. Critérios de Regularidade em Planta	91
6.6.2.2. Critérios de Regularidade em Altura	94
6.6.3. CLASSIFICAÇÃO ESTRUTURAL E COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO.....	96
6.6.4. ANÁLISE MODAL	97
6.6.5. FORÇAS DE CORTE	99
6.6.6. DEFORMAÇÃO.....	100
6.6.7. LIMITAÇÃO DE DANOS	100

6.6.8. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	102
6.6.9. DIMENSIONAMENTO DE PILARES	102
6.6.9.1. Armadura Longitudinal	103
6.6.9.2. Armadura Transversal.....	103

7. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS..... 107

7.1. INTRODUÇÃO	107
7.2. REGULARIDADE	107
7.3. REQUISITOS SÍSMICOS DE DEFORMAÇÃO.....	109
7.4. AVALIAÇÃO DE ESFORÇOS	114
7.4.1. PILARES	114
7.4.2. NÚCLEOS	114
7.5. DIMENSIONAMENTO	122

8. CONCLUSÕES 123

8.1. CONCLUSÕES FINAIS.....	123
8.2. DISCUSSÕES FUTURAS	124

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 125

ANEXOS 131

A.1. ANEXO 1 – PLANTAS ESTRUTURAIS DO EDIFÍCIO REAL.....	132
A.2. ANEXO 2 – COMBINAÇÕES DE AÇÕES	138
A.3. ANEXO 3 – ESFORÇOS UTILIZADOS EM DIMENSIONAMENTO.....	140
A.4. ANEXO 4 – DESENHO DE SECÇÕES DE ARMADURA DOS PILARES	141

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1. - Idealização de coluna como oscilador simples com movimento da base (Soriano, 2014) .	7
Fig.3.1. - Zonamento sísmico em Portugal Continental (CEN, 2010a).....	12
Fig.3.2. - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilares (CEN, 2010a)	27
Fig.3.3. - Confinamento do núcleo de betão (CEN, 2010a)	30
Fig.4.1. - Dano estrutural devido a efeitos de <i>pounding</i> (Romão, et al., 2013)	32
Fig.4.2. - Efeito pilar-curto devido a níveis parciais de garagens e caves (Romão, et al., 2013)	32
Fig.4.3. - Mecanismo <i>soft-storey</i> devido à presença de lojas (Costa, Ferreira, & Oliveira, 2010) ...	32
Fig.4.4. - Irregularidade devido à descontinuidade no plano do sistema de resistência lateral (edifícios de três lados) CM = centro de massa; CR = centro de rigidez (Elnashai e Di Sarno, 2008).....	34
Fig.4.5. - Configurações com diferentes resistências de torção: baixa resistência (esquerda) e alta resistência (direita) (Elnashai e Di Sarno, 2008).....	35
Fig.4.6. - Aberturas nas lajes e a sua influência. Círculos identificam zonas críticas (adaptado de (Elnashai e Di Sarno, 2008))	36
Fig.4.7. - Efeito oscilatório devido à presença de cantos reentrantes (İlerisoy, 2019)	37
Fig.4.8. - Soluções que permitem melhorar o comportamento sísmico: juntas (esquerda), reforço estrutural (centro) e suavização dos cantos (direita) (İlerisoy, 2019)	37
Fig.4.9. - Efeito associado à presença de proporções irregulares em planta e possível solução de juntas (İlerisoy, 2019)	38
Fig.4.10. - Exemplos de sistemas não ortogonais (Teddy et al., 2017).....	39
Fig.4.11. - Irregularidades entre pisos: introdução de elementos de rigidez considerável em pisos intermédios (esquerda), pé-direito variável (centro) e pilar curto (direita). Círculos identificam zonas críticas (Elnashai e Di Sarno, 2008).....	41
Fig.4.12. - Efeito <i>soft-storey</i> (Arnold, Architectural Considerations, 2001)	41
Fig.4.13. - Irregularidades verticais geométricas: recuo da fachada (esquerda) e <i>pounding</i> (direita). Círculos identificam zonas críticas (Elnashai e Di Sarno, 2008)	43
Fig.4.14. - Descontinuidades no sistema estrutural. Círculos identificam zonas críticas (Elnashai e Di Sarno, 2008).....	44
Fig.5.1. - Critérios de regularidade dos edifícios com recuos (CEN, 2010a).....	49
Fig.5.2. - Irregularidade torsional: identificação das grandezas a avaliar (adaptado de (Inan & Korkmaz, 2011)).....	58
Fig.5.3. - Descontinuidade do piso: exemplos do caso a) nas duas figuras superiores e dos casos b) e c) nas figuras inferiores à esquerda e à direita, respetivamente (adaptado de (AFAD, 2018))	58

Fig.5.4. - Geometria com cantos reentrantes: exemplos de recuos e identificação das dimensões relevantes para análise (AFAD, 2018)	59
Fig.5.5. - <i>Drift</i> de um piso e clarificação da terminologia adotada (Güler & Celep, 2020)	60
Fig.5.6. - Exemplos de descontinuidade de elementos verticais (AFAD, 2018)	60
Fig.6.1. - Espectros elásticos para o edifício em estudo	65
Fig.6.2. - Localização do sistema de eixos	68
Fig.6.3. – Identificação dos apêndices 1 e 2	70
Fig.6.4. - Edifício real: vistas frontal (esquerda) e traseira (direita) do modelo em SAP2000	72
Fig.6.5. – Edifício real: localização dos centros de massa e rigidez.....	73
Fig.6.6. - Edifício real: translação segundo X no primeiro modo (plano XZ)	80
Fig.6.7. - Edifício real: translação segundo Y no segundo modo (plano YZ)	81
Fig.6.8. - Edifício real: torção no terceiro modo (plano XY)	81
Fig.6.9. - Edifício real: forças de corte máximas por piso, segundo as direções X (esquerda) e Y (direita)	82
Fig.6.10. - Edifício real: deformação segundo as direções X (esquerda) e Y (direita)	83
Fig.6.11. - Edifício real: controlo de <i>drift</i> para as direções X (esquerda) e Y (direita)	84
Fig.6.12. – Solução de armadura da zona crítica do pilar P3 na base do edifício.....	90
Fig.6.13. - Edifício modificado: vistas frontal (cima) e traseira (baixo) do modelo em SAP2000 (vista frontal)	91
Fig.6.14. - Edifício modificado: localização dos centros de massa e rigidez	92
Fig.6.15. - Edifício modificado: translação segundo X no primeiro modo (plano XZ).....	98
Fig.6.16. - Edifício modificado: translação segundo Y no segundo modo (plano YZ)	99
Fig.6.17. - Edifício modificado: rotação segundo Z no terceiro modo (plano XY)	99
Fig.6.18. - Edifício modificado: forças de corte máximas por piso, segundo as direções X (esquerda) e Y (direita)	99
Fig.6.19. - Edifício modificado: deformação segundo as direções X (esquerda) e Y (direita)	100
Fig.6.20. - Edifício modificado: controlo de <i>drift</i> para as direções X (esquerda) e Y (direita).....	101
Fig.7.1. - Localização dos pontos onde será avaliada a deformação	109
Fig.7.2. - Ação aplicada segundo X: deslocamento relativo para a direção X (a), Y (b) e rotação total de cada ponto por piso (c).....	110
Fig.7.3. - Ação aplicada segundo Y: deslocamento relativo para a direção X (a), Y (b) e rotação total de cada ponto por piso (c).....	112
Fig.7.4. - Envolvente sísmica: deslocamento relativo para a direção X (a), Y (b) e rotação total de cada ponto por piso (c).....	113

Fig.7.5. - Ação aplicada segundo X: forças de corte desenvolvidas segundo X (a), Y (b) e momentos torsões (c)	116
Fig.7.6. - Ação aplicada segundo Y: forças de corte desenvolvidas segundo X (a), Y (b) e momentos torsões (c)	117
Fig.7.7. - Ação aplicada segundo X: momentos fletores segundo X (a) e Y (b)	118
Fig.7.8. - Ação aplicada segundo Y: momentos fletores segundo X (a) e Y (b)	119
Fig.7.9. - Envolvente sísmica: forças de corte desenvolvidas segundo X (a), Y (b) e momentos torsões (c)	120
Fig.7.10. - Envolvente sísmica: momentos fletores segundo X (a) e Y (b)	121
Fig.7.11. - Envolvente sísmica: carga vertical	122

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1. - Valores de aceleração máxima de referência, a_{gR} , nas várias zonas sísmicas e para os dois tipos de sismos (CEN, 2010a)	13
Quadro 3.2. - Classificação do terreno segundo o EC8 (CEN, 2010a)	14
Quadro 3.3. - Classes e coeficientes de importância para edifícios (CEN, 2010a)	15
Quadro 3.4. - Parâmetros que definem o espectro de resposta elástico para a ação sísmica Tipo 1 (CEN, 2010a)	16
Quadro 3.5. - Parâmetros que definem o espectro de resposta elástico para a ação sísmica Tipo 2 (CEN, 2010a)	17
Quadro 3.6. - Valores básicos do coeficiente de comportamento q_o para sistemas regulares em altura (CEN, 2010a)	20
Quadro 5.1. - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico (CEN, 2010a)	46
Quadro 5.2. - Categoria de dimensionamento sísmico baseada na aceleração de resposta espectral para períodos curtos (ASCE, 2016)	53
Quadro 5.3. - Categoria de dimensionamento sísmico baseada na aceleração de resposta espectral para períodos de 1s (ASCE, 2016)	54
Quadro 5.4. - Condições para a utilização do método da força equivalente (AFAD, 2018)	61
Quadro 6.1. - Dados para a definição dos espectros	65
Quadro 6.2. - Verificação do peso próprio	72
Quadro 6.3. - Verificação da massa sísmica	72
Quadro 6.4. - Edifício real: condição de diafragma rígido para apêndice 1	74
Quadro 6.5. - Edifício real: condição de diafragma rígido para apêndice 2	74
Quadro 6.6. - Edifício real: configuração compacta	75
Quadro 6.7. - Edifício real: excentricidade estrutural e raio de torção, para a direção X	75
Quadro 6.8. - Edifício real: excentricidade estrutural e raio de torção, para a direção Y	76
Quadro 6.9. - Edifício real: critério de esbelteza em planta	76
Quadro 6.10. - Edifício real: variação da massa em altura	77
Quadro 6.11. - Edifício real: variação da rigidez lateral em altura, para ambas as direções	77
Quadro 6.12. - Edifício real: verificação dos recuos	78
Quadro 6.13. - Edifício real: classificação estrutural simplificada	78
Quadro 6.14. - Edifício real: classificação estrutural segundo o EC8	79

Quadro 6.15. - Edifício real: determinação do coeficiente de comportamento para as direções X e Y	79
Quadro 6.16. - Edifício real: período e percentagem de massa efetiva dos primeiros 16 modos	80
Quadro 6.17. - Edifício real: deformação por piso	82
Quadro 6.18. - Edifício real: controlo de <i>drift</i> do piso	83
Quadro 6.19. - Determinação do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, θ	84
Quadro 6.20. - Edifício real: esforço normal reduzido	85
Quadro 6.21. – Edifício real: taxa de armadura longitudinal	86
Quadro 6.22. - Edifício real: determinação do esforço transversal de cálculo	87
Quadro 6.23. - Edifício real: soluções de armadura transversal	88
Quadro 6.24. - Edifício real: comprimento e espaçamento máximo da zona crítica	89
Quadro 6.25. - Edifício real: confinamento do betão e taxa mecânica volumétrica de cintas	90
Quadro 6.26. - Edifício modificado: condição de diafragma rígido	92
Quadro 6.27. - Edifício modificado: configuração compacta	93
Quadro 6.28. - Edifício modificado: excentricidade estrutural e raio de torção, para a direção X	93
Quadro 6.29. - Edifício modificado: excentricidade estrutural e raio de torção, para a direção Y	94
Quadro 6.30. - Edifício modificado: critério de esbelteza em planta	94
Quadro 6.31. - Edifício modificado: variação da massa em altura	95
Quadro 6.32. - Edifício modificado: variação da rigidez lateral em altura para ambas as direções .	96
Quadro 6.33. - Edifício modificado: classificação estrutural através do método simplificado	96
Quadro 6.34. - Edifício modificado: classificação estrutural segundo o EC8	97
Quadro 6.35. - Edifício modificado: determinação do coeficiente de comportamento para as direções X e Y	97
Quadro 6.36. - Edifício modificado: período e percentagem de massa efetiva dos primeiros 18 modos	98
Quadro 6.37. - Edifício modificado: deformação por piso	100
Quadro 6.38. - Edifício modificado: controlo do <i>drift</i> do piso	101
Quadro 6.39. - Determinação do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, θ	102
Quadro 6.40. - Edifício modificado: esforço normal reduzido	102
Quadro 6.41. - Edifício modificado: taxa de armadura longitudinal	103
Quadro 6.42. - Edifício modificado: determinação do esforço transversal de cálculo	104
Quadro 6.43. – Edifício modificado: soluções de armadura transversal	105

Quadro 6.44. - Edifício modificado: comprimento e espaçamento máximo da zona crítica	106
Quadro 6.45. - Edifício modificado: confinamento do betão e taxa mecânica volumétrica de cintas	106
Quadro 7.1. - Avaliação dos critérios de regularidade em altura para os edifícios real e modificado	108
Quadro 7.2. - Avaliação dos critérios de regularidade em planta para os edifícios real e modificado	108

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

AFAD - *Turkish Building Earthquake Code*

ASCE - *American Society of Civil Engineers*

BYS - *Bina Yükseklik Sınıfı*

CEN - Comité Europeu de Normalização

CM – Centro de massa

CR – Centro de rigidez

DCH - Classe de ductilidade alta

DCL - Classe de ductilidade baixa

DCM - Classe de ductilidade média

DTS - *Deprem Tasarım Sınıfları*

EC0 - Eurocódigo 0

EC2 - Eurocódigo 2

EC8 - Eurocódigo 8

EMM - Escala de *Mercalli* Modificada

EN - Norma Europeia

Fig. - Figura

SDC - *Seismic Design Category*

ZC - Zona crítica

ZCB - Zona crítica da base

ZCO - Zona corrente

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Na atualidade, os progressivos avanços tecnológicos e científicos, impulsionam o desenvolvimento de processos, soluções e materiais que cada vez mais primam pela inovação. A par deste crescente domínio do conhecimento, aumentam as exigências construtivas e estruturais que, devidamente compatibilizadas, visam a melhoria da qualidade e conforto de um edifício. Contudo, essa diversidade de exigências tem implicações ao nível da segurança sísmica, o que condiciona o desempenho estrutural.

A ausência de planeamento na alocação dos centros urbanos, muitas vezes dispostos em zonas de maior incidência sísmica, é acompanhada, frequentemente, por opções de projeto desajustadas, quer ao nível da definição da ação sísmica, quer na escolha do tipo de sistema estrutural a adotar. Estes comportamentos, aliados a uma fraca qualidade da prática construtiva e a uma escassa avaliação do estado de estruturas em fase de utilização, a qual deve ser acompanhada de campanhas de reforço caso necessário, contribuem para um conjunto de irregularidades e, conseqüentemente, para um deficiente comportamento estrutural.

A resposta sísmica de uma estrutura é, portanto, fortemente condicionada pela fase de conceção. Embora a performance de um edifício não seja exclusiva desta fase, é nela que, em função das diferentes limitações, são identificadas as características da construção e, conseqüentemente, tomadas as respetivas decisões, as quais devem obedecer a uma definição regular da estrutura para que esta apresente um comportamento adequado. Acontecimentos recentes robustecem a relevância deste tema, na medida em que se tem verificado uma tendência, por parte dos edifícios irregulares, a apresentarem elevados danos ou, em casos mais extremos, o colapso, mesmo respeitando regulamentos devidamente atualizados e desenvolvidos. É nesse sentido que surge o conceito de regularidade (ou irregularidade), sendo igualmente importante aferir a forma como este aspeto é previsto em diferentes regulamentações. Existem alguns pressupostos que são imediatamente associados a este tópico, tais como simetria, uniformidade e simplicidade, porém a sua abrangência vai muito além destas noções. O termo regularidade, seguido pelos códigos sísmicos, visa encontrar soluções apropriadas para o comportamento sísmico, mais do que soluções simétricas e repetitivas, limitadas por regras rígidas (Mezzi et al., 2004).

Aliado a todos estes aspetos, existe por vezes a falsa crença de que num país com sismicidade moderada é aceitável um dimensionamento sísmico menos cuidado. Apesar da reduzida

probabilidade de ocorrência, um sismo encerra em si um elevado risco, o qual é determinado através da avaliação da vulnerabilidade, perigo e exposição de um determinado ambiente. O perigo reflete a periodicidade, intensidade e duração, associados à ocorrência de sismos num determinado local, estando por isso interrelacionado com a posição geográfica e com o seu sincronismo com zonas ativas da crosta terrestre. A exposição relaciona-se com o previsível impacto social e económico associado à ocorrência de um sismo, o qual pode ser avaliado mediante a maior ou menor concentração de pessoas, habitações, atividades comerciais e industriais e infraestruturas. Já a vulnerabilidade, por sua vez, corresponde à capacidade que um edifício ou infraestrutura tem de responder à ação sísmica, estando por isso relacionada, não só com aspetos construtivos e estruturais definidos em projeto, mas também com a qualidade de execução, fiscalização e manutenção. Uma vez que, tanto a exposição como o perigo, são praticamente imutáveis, torna-se inevitável que o foco para a redução do risco sísmico esteja voltado para a vulnerabilidade e é nesse sentido que o estudo do comportamento sísmico apresenta particular importância. Tendo em conta que os prejuízos e perdas resultantes da ação sísmica são essencialmente motivados pelo colapso de infraestruturas, faz sentido afirmar que a exposição depende, em grande parte, da vulnerabilidade, sendo este o ponto de partida.

Assim sendo, o principal objetivo do dimensionamento sísmico passa por garantir que um edifício apresenta dano nulo ou bastante reduzido após a passagem de um sismo, quer este seja de grande ou pequena escala.

1.2. MOTIVAÇÃO

Ao longo dos anos têm vindo a ocorrer diversos fenómenos sísmicos um pouco por todo o mundo: Nápoles, Itália (1980), Açores, Portugal (1980), Cidade do México, México (1985), Northridge, EUA (1994), Hyogoken-Nanbu, Japão (1995), İzmit, Turquia (1999), Bhuj, Índia (2001), Sumatra, Indonésia (2004), Maule, Chile (2010), Lorca, Espanha (2011), Tohoku, Japão (2011), Emilia Romagna, Itália (2012) e Puebla, México (2017) (Lima A. , 2020). O mais recente foi em fevereiro de 2023 na fronteira entre a Turquia e a Síria com uma magnitude de 7,8, tendo se verificado um elevado grau de destruição. Evidencia-se assim a elevada recorrência da ação sísmica pelo que o seu efeito devastador deve ser mitigado.

O território português localiza-se na placa Euro-Asiática, contudo apresente uma elevada proximidade de zonas de formação e destruição de placa e, por isso, sísmicamente ativas. Por este motivo é considerado que Portugal apresenta uma sismicidade relevante. De facto, o histórico sísmico nacional permite comprovar esta ideia tendo como exemplos o terramoto de 1755 em Lisboa e sismicidade açoriana.

Um sismo apresenta um grau de destruição tanto mais elevado quanto menor a capacidade estrutural das infraestruturas solicitadas. O seu colapso ou falha traduz-se na perda de vidas humanas e em pesadas consequências económicas e como tal é fundamental o controlo da resposta estrutural. Apesar deste fenómeno se encontrar amplamente identificado continua a ser corrente a sua incidência em construções novas o que deve ser motivo de preocupação face à sua importância.

Da observação dos eventos sísmicos tem vindo a ser perceptível que estruturas com características irregulares tendem a apresentar maior dano, o que tem motivado o estudo e investigação da origem da sua vulnerabilidade. Contudo a complexidade do tema tem mostrado que apesar da extensa pesquisa nem toda a informação é suficientemente aprofundada para que se torne relevante.

1.3. OBJETIVOS

O principal objetivo da dissertação realizada consiste na identificação das irregularidades que se verificam em edifícios correntes e na avaliação das consequências que estas produzem sobre o comportamento estrutural. A partir da compreensão e análise dos seus efeitos pretende-se não só salientar a importância do seu controlo como também identificar fenómenos impactantes e úteis ao desenvolvimento de novas soluções de mitigação eficientes.

Com a avaliação de edifícios de diferentes características, pretende-se enriquecer a base de casos anteriormente estudados, a partir da qual poderão ser extrapolados resultados úteis à complementação e atualização de critérios normativos.

Pretende-se ainda compreender de que forma as irregularidades condicionam o dimensionamento sísmico tanto ao nível do cumprimento dos requisitos regulamentados como da quantidade de material despendida.

1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação é constituída por oito capítulos.

O primeiro capítulo remete para uma introdução, onde são apresentados os aspetos gerais do impacto sísmico, que fundamentam a relevância do tema das irregularidades. São apresentados os objetivos a atingir e respetiva estratégia.

No segundo capítulo são mencionados os efeitos dinâmicos que a ação sísmica gera sobre um edifício e de que forma estes se encontram formulados analiticamente. É ainda incluída uma descrição das principais propriedades que caracterizam o comportamento estrutural.

No terceiro capítulo são abordadas as disposições do Eurocódigo 8 utilizadas em projeto sísmico. É dado especial destaque à metodologia para quantificação da ação sísmica e aos requisitos de dimensionamento sísmico de estruturas de betão armado.

No quarto capítulo é realizada uma descrição das principais irregularidades em edifícios. São apresentadas as causas e consequências do efeito produzido e ainda possíveis soluções para a sua mitigação.

No quinto capítulo são investigados os critérios de regularidade de vários regulamentos sísmicos.

No sexto capítulo é realizado o estudo de dois edifícios com diferentes graus de regularidade, à luz dos critérios anteriormente discutidos para a versão atual e *draft* do Eurocódigo 8. Para cada um deles, são verificados os critérios de regularidade e é realizado o dimensionamento sísmico de alguns pilares.

No sétimo capítulo são discutidos e comparados os resultados obtidos para cada um dos modelos, de forma a averiguar qual o impacto das irregularidades sobre a deformação, esforços e densidade de armadura.

No oitavo capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho realizado, acompanhadas de possíveis questões a debater em discussões futuras.

2

AÇÃO SÍSMICA EM EDIFÍCIOS

2.1. AÇÃO DINÂMICA

A ação sísmica corresponde a uma ação, cuja intensidade, direção, sentido e ponto de aplicação são variáveis no tempo, e por isso é considerada uma ação dinâmica. Os movimentos oscilatórios que se geram, tendem a provocar vibrações que contribuem para o dano e fadiga estrutural, o que acaba por condicionar a utilização de um edifício ou, eventualmente, originar o seu colapso. Torna-se assim imperativo compreender o fenómeno dinâmico e a forma como este se desenvolve ao longo das diferentes componentes estruturais, para que seja possível uma quantificação, o mais precisa possível, e a definição de estratégias eficazes de mitigação de danos.

A dinâmica estrutural é uma área que lida com o movimento das estruturas e com os esforços induzidos pelo mesmo. Este movimento é caracterizado através de equações, baseadas em considerações energéticas e de equilíbrio de forças. De entre os princípios fundamentais da Dinâmica Clássica, destaca-se o princípio *d'Alembert*, o qual admite que a aplicação de uma força que visa alterar o estado de movimento de um corpo é acompanhada por uma força de inércia, de igual valor e sentido contrário. Desta forma, a correspondente força resultante será nula, atingindo-se o respetivo equilíbrio dinâmico. O princípio *d'Alembert* é uma extensão do equilíbrio estático ao comportamento dinâmico e nada mais é do que a segunda lei de Newton escrita de forma modificada (Soriano, 2014)

Nos sistemas reais, a amplitude da resposta oscilatória tende a diminuir, como resultado da dissipação de energia que ocorre. Este efeito é reproduzido no sistema, através de forças dissipativas denominadas forças de amortecimento, que se opõem ao movimento. Para a sua quantificação, é admitida a idealização de amortecimento viscoso, a qual considera que a oposição é proporcional à velocidade relativa entre o corpo e o fluido.

Importa ainda fazer referência às variações energéticas internas que caracterizam a deformação de um corpo ou sistema. Na sequência, surge o conceito de energia potencial elástica, que se encontra geralmente associado ao trabalho necessário para que um sistema se deforme. No âmbito do equilíbrio de forças, é possível expressar esta componente através da lei de *Hooke*, lei que estabelece a relação entre a força exercida e a deformação verificada, e cuja constante corresponde à rigidez do sistema.

A equação fundamental que permite definir o conjunto de forças que atuam num corpo sujeito a uma ação dinâmica traduz-se da seguinte forma:

$$-f_{in} - f_a - f_{el} + f(t) = 0 \Leftrightarrow m\ddot{w}(t) + c\dot{w}(t) + kw(t) = f(t) \quad (2.1.)$$

em que,

f_{in} engloba as forças de inércia do sistema ($f_i = m\ddot{w}(t)$);

f_a engloba as forças de amortecimento do sistema ($f_a = c\dot{w}(t)$);

f_{el} engloba as forças elásticas do sistema ($f_e = kw(t)$);

$f(t)$ engloba a força dinâmica variável no tempo (t) que atua no sistema;

m corresponde à massa do sistema;

c corresponde ao coeficiente de amortecimento viscoso;

k corresponde à rigidez do sistema;

$w(t)$, $\dot{w}(t)$ e $\ddot{w}(t)$ correspondem ao deslocamento, velocidade e aceleração do sistema, respetivamente.

Perante o exposto, é compreensível a importância que propriedades como a rigidez, resistência, amortecimento e ductilidade assumem no âmbito do comportamento dinâmico e, como tal, é do maior interesse a sua distinção e clarificação.

A rigidez é a propriedade que traduz a resistência à deformação, oferecida por um elemento ou conjunto de elementos, quando carregado. A deformação e a rigidez dependem das propriedades dos elementos, estando intimamente relacionadas com a geometria do elemento (dimensões, áreas e momentos de inércia), com o tipo de comportamento estrutural exibido (a rigidez lateral de pilares e paredes é distinta, o que se reflete no comportamento apresentado) e também com as características do material utilizado (mais concretamente, os valores dos módulos de *Young*, E , e de distorção, G). No que concerne a um conjunto de elementos, além dos aspetos anteriormente identificados, também o tipo de sistema estrutural (quanto à presença ou não de contraventamento) e as características das ligações influenciam a rigidez. Estes dois últimos aspetos têm também grande impacto sobre o período e as propriedades modais do edifício.

Por outro lado, a resistência refere-se à capacidade que, um elemento ou conjunto de elementos, possui para resistir a uma determinada ação (axial, flexão, corte ou combinação destas). É uma propriedade cujo valor limite detém particular relevância na identificação de dois comportamentos distintos: comportamentos elástico e plástico. Uma vez esgotada a capacidade resistente, o elemento deixa de conseguir suportar novos incrementos de carga e o seu comportamento passa a ser controlado pela ductilidade. À semelhança da rigidez, a resistência depende da geometria do elemento, do tipo de elemento (comparativamente às paredes, os pilares possuem uma menor resistência à flexão e ao corte), das propriedades dos materiais (entre as quais, densidade e módulo de *Young*), do tipo de sistema estrutural e ainda das características das ligações.

O amortecimento estrutural é uma medida da energia dissipada num sistema vibratório, necessária para que a estrutura retome o estado de repouso (Sarno & Elnashai, 2008). Do ponto de vista sísmico, engloba a absorção e dissipação de energia que se verificam no conjunto de materiais, componentes e ligações que integram um sistema estrutural e que constituem, por isso, fontes de amortecimento.

A ductilidade é a capacidade de um elemento, ou conjunto de elementos, para se deformar para além do limite elástico, sendo definida pela relação entre o deslocamento último, ou limite de deslocamento máximo, e o deslocamento de cedência, correspondente ao deslocamento atingido até ao alcance do limite elástico (Lima A. , 2020). Traduz a capacidade que a estrutura apresenta para suportar deformações inelásticas, com reduções de rigidez e resistência aceitáveis (Sarno & Elnashai, 2008). Uma estrutura com comportamento frágil, sofre colapso imediatamente após ser atingida a sua resistência máxima, apresentando uma reduzida extensão pós-pico. Pelo contrário, o colapso de estruturas dúcteis, é precedido por uma grande extensão plástica.

Um sismo consiste na libertação repentina de energia, que tem como efeito a aceleração e vibração do solo. São estas acelerações que contribuem para que uma estrutura desenvolva uma resposta dinâmica, motivada pelo facto de as forças de equilíbrio dinâmico não dependerem do mesmo movimento: as forças de inércia dependem do deslocamento total, enquanto as forças elásticas e de amortecimento dependem do movimento relativo (Delgado & Arêde, 2013). Do ponto de vista de formulação da equação fundamental dinâmica este aspeto tem as seguintes implicações:

$$u(t) = u_s(t) + w(t) \quad (2.2.)$$

$$m\ddot{w}(t) + c\dot{w}(t) + kw(t) = F_{ef} \quad (2.3.)$$

em que,

$u_s(t)$ corresponde ao deslocamento do solo;

$w(t)$ corresponde ao deslocamento relativo do sistema;

$u(t)$ corresponde ao deslocamento total;

F_{ef} corresponde à força sísmica equivalente.

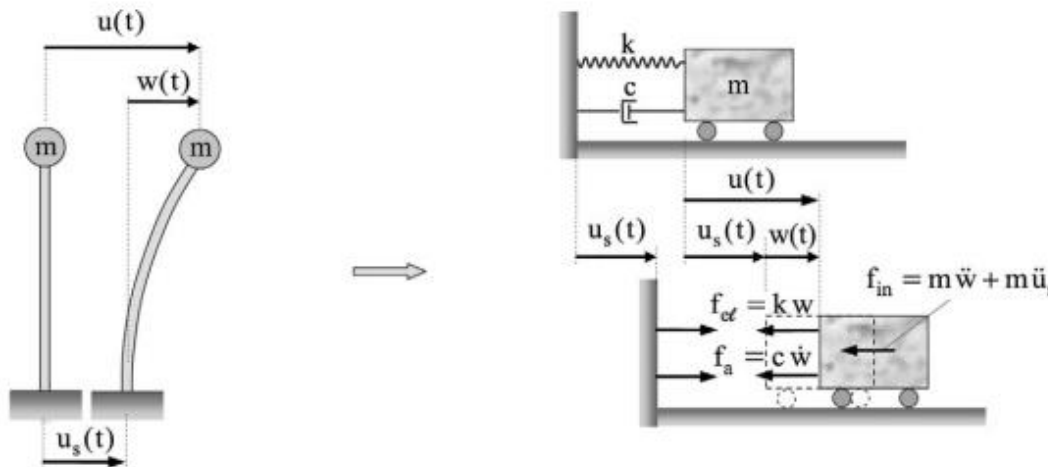


Fig.2.1. - Idealização de coluna como oscilador simples com movimento da base (Soriano, 2014)

Compreende-se que, sobre o sistema, atua não uma força dinâmica externa (daí o segundo membro da equação ser nulo) mas sim uma aceleração, a qual apenas apresenta influência sobre as forças de

inércia desenvolvidas. Pela análise da equação, pode idealizar-se um cenário em que se admite que os apoios se encontram fixos e o sistema é submetido a uma força sísmica equivalente, proporcional à aceleração do solo.

Ao contrário das restantes ações dinâmicas, os efeitos sísmicos não são impostos sobre a estrutura, mas sim gerados por elas próprias (Soriano, 2014). A gravidade e intensidade destes efeitos depende das propriedades da estrutura e da forma como estas se encontram distribuídas, devendo assegurar-se a maior uniformidade possível. Além disso, os efeitos sísmicos são também controlados pelo tipo de acelerograma sísmico registado, uma vez que, caso o conteúdo de frequência seja suficientemente próximo da frequência natural da estrutura (propriedade intrínseca que depende das distribuições de rigidez, massa e ductilidade), podem ocorrer fenómenos de amplificação da sua intensidade. Este aspeto permite fundamentar o motivo pelo qual edifícios sujeitos a ações sísmicas de igual magnitude apresentam, por vezes, graus de destruição tão distintos. Além disso, pode acontecer que, para uma única estrutura, parcelas com diferentes propriedades apresentem frequências naturais próprias que diferem da estrutura global, experimentando por isso diferentes movimentos oscilatórios.

Retomando a equação dinâmica anterior e, dividindo as parcelas de ambos os membros pela massa, obtém-se a seguinte relação:

$$m\ddot{w}(t) + c\dot{w}(t) + kw(t) = -m\ddot{u}_s(t) \Leftrightarrow \ddot{w}(t) + 2\xi\omega_n\dot{w}(t) + \omega_n^2w(t) = -\ddot{u}_s(t) \quad (2.4.)$$

em que,

ξ corresponde ao fator de amortecimento;

ω_n traduz a frequência natural do sistema.

Os valores do fator de amortecimento e da frequência natural da estrutura são conhecidos e a sua determinação serve-se das relações e considerações fundamentais do movimento oscilatório. Registado o acelerograma característico da ação (que permite definir $\ddot{u}_s(t)$), é possível resolver o problema diferencial com a obtenção da equação que define a variação do deslocamento relativo ao longo do tempo. Os espetros de resposta (elástica), frequentemente utilizados pelos códigos na definição da ação sísmica, são construídos através da identificação do valor extremo dessa equação para osciladores de diferentes períodos naturais e amortecimentos (Soriano, 2014). Esse valor extremo denomina-se deslocamento relativo espectral e relaciona-se com a aceleração espectral e a velocidade espectral de acordo com a equação 2.6.:

$$w_{max} = S_d(T_n, \xi) \quad (2.5.)$$

$$S_d(T_n, \xi) = \omega_n^2 S_d(T_n, \xi) = \omega_n S_v(T_n, \xi) \quad (2.6.)$$

Importa salientar que, embora similares, o que explica a aproximação assumida, a velocidade espectral não é equivalente à verdadeira velocidade relativa, visto que não ocorre num instante igual ao deslocamento espectral, pelo que, para a sua determinação, deveria ser utilizado o registo de velocidades do sismo. Por sua vez, a aceleração espectral é praticamente coincidente com a aceleração

relativa, pois quando o deslocamento é máximo, a velocidade é praticamente nula e, além disso, as estruturas apresentam geralmente baixo amortecimento.

A análise de osciladores simples é bastante útil, na medida em que permite compreender os efeitos dinâmicos provocados por um sismo. Através desta análise, é possível depreender conceitos e efeitos transversais a outros osciladores, independentemente do número de graus de liberdade apresentados. Contudo, apesar da grande utilidade que apresentam, estes osciladores não são compatíveis com a realidade, já que qualquer estrutura real apresenta múltiplos graus de liberdade. A introdução de graus de liberdade aumenta a complexidade do problema. Este deixa de ser descrito por uma única equação e passa a ser formulado através de um sistema de equações, cuja resolução exige cálculo e formulações matriciais. De forma a simplificar esta questão, são utilizados métodos que se servem das características modais da estrutura para a formulação de equações independentes entre si. Para cada modo, é possível definir o movimento sísmico através da seguinte equação desigada (semelhante à equação dinâmica abordada para osciladores simples):

$$M_n \ddot{y}_n(t) + C_n \dot{y}_n(t) + K_n y_n(t) = F_n^{ef}(t) \quad (2.7.)$$

$$F_n^{ef}(t) = L_n \ddot{u}_s(t) \quad (2.8.)$$

M_n corresponde à massa generalizada para o modo n ;

C_n corresponde ao amortecimento generalizado para o modo n ;

K_n corresponde à rigidez generalizada para o modo n ;

$F_n^{ef}(t)$ corresponde à força sísmica generalizada para o modo n ;

$y_n(t)$, $\dot{y}_n(t)$ e $\ddot{y}_n(t)$ correspondem ao deslocamento, velocidade e aceleração do sistema definidas no espaço modal, respetivamente;

L_n corresponde ao fator modal de excitação sísmica para o modo n (o qual é determinado a partir da matriz de massa do sistema);

$\ddot{u}_s(t)$ corresponde à aceleração do solo.

Seguindo uma abordagem semelhante à utilizada na situação de oscilador simples, é possível, a partir do deslocamento relativo espectral, determinar o máximo deslocamento modal.

$$M_n \ddot{y}_n(t) + C_n \dot{y}_n(t) + K_n y_n(t) = L_n \ddot{u}_s(t) \Leftrightarrow \ddot{y}_n(t) + 2\xi \omega_n \dot{y}_n(t) + \omega_n^2 y_n(t) = \Gamma_n \ddot{u}_s(t) \quad (2.9.)$$

$$y_{n,max} = \Gamma_n S_d(T_n, \xi) \quad (2.10.)$$

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad (2.11.)$$

Do desenvolvimento anterior, destaca-se o conceito de fator de participação modal (Γ_n), que diz respeito ao quociente entre o fator modal de excitação sísmica e a massa generalizada correspondente. Este parâmetro apresenta particular relevância, uma vez que fornece uma indicação da contribuição de cada modo para a resposta sísmica, pelo que uma análise do valor relativo entre eles permite fazer uma seleção prévia de quais podem ser desprezáveis (Delgado & Arêde, 2013).

A fase final deste procedimento consiste na passagem dos resultados obtidos para o espaço vetorial e posterior combinação das respostas de cada modo. Para isso, existem vários processos, de entre os quais a combinação quadrática simples (CQS) e a combinação quadrática completa (CQC). A articulação do método modal com a deformação sísmica permite ainda avaliar as forças de corte que se desenvolvem num edifício.

3

ABORDAGEM SÍSMICA DO EUROCÓDIGO 8

3.1. INTRODUÇÃO

A ação sísmica e os efeitos por ela provocados são frequentemente alvo de estudo e com isso tem se vindo a fortalecer a importância e relevância que lhes é atribuída. É cada vez mais imprescindível a consideração da componente sísmica no âmbito do dimensionamento de edifícios e a constante atualização do conhecimento permite a definição de critérios cada vez mais eficientes e eficazes. Atualmente, em Portugal, encontra-se em vigor o Eurocódigo 8 (EC8) que, juntamente com os anexos que definem alguns dos aspetos particulares do nosso país, é o documento que serve de base ao projeto sísmico.

3.2. QUANTIFICAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

As ações dinâmicas externas são variáveis no tempo, pelo que a sua definição e quantificação apresenta uma maior complexidade do que no caso de ações estáticas. Habitualmente podem ser adotadas duas abordagens: por um lado uma abordagem determinística, que se baseia em registos e históricos que refletem a variação ao longo do tempo e que são geralmente definidos analiticamente ou numericamente, e por outro lado uma abordagem estocástica, que tem em conta a componente aleatória dos dados suportando-se nas informações estatísticas da ação para a previsão de um comportamento provável. No âmbito do projeto sísmico é comum a adoção da abordagem determinística pelo facto de a sua análise apresentar uma maior simplicidade.

A componente dinâmica da ação sísmica está essencialmente associada ao movimento que é imposto sobre os apoios da estrutura e, como tal, a interpretação de informação que permita compreender as características desse movimento é bastante útil à resolução do problema dinâmico. Os acelerogramas são ferramentas úteis para esse fim e podem ser gerados artificialmente ou resultar da leitura e registo de sismos reais. A partir destes elementos podem ser considerados dois procedimentos igualmente válidos no âmbito da abordagem determinística: resolução do sistema de equações que caracteriza o movimento ou definição do espectro de resposta e das respetivas soluções modais máximas que, devidamente combinadas, permitem a estimativa da resposta extrema da estrutura (Soriano, 2014).

Os códigos sísmicos geralmente seguem o segundo procedimento, uma vez que exige um menor esforço de processamento e definição da ação sísmica.

Os espectros resultantes da leitura de acelerogramas apresentam uma grande variabilidade, o que não é favorável do ponto de vista do projeto sísmico sendo por isso necessário o tratamento dessa informação. Para resolver tais questões, os códigos normativos apresentam critérios para a construção de espectros de resposta de projeto que expressam, através de trechos lineares e curvos suavizados, uma “média” de vários sismos (Soriano, 2014). Além de critérios referentes ao histórico sísmico, são também incluídos critérios que remetem para a vulnerabilidade e exposição sísmica.

A metodologia apresentada pelo EC8 para a representação da ação sísmica e do correspondente espectro de resposta assenta num conjunto de critérios e parâmetros que se baseiam nas seguintes componentes: atividade sísmica local, o tipo de terreno e importância e função social do edifício.

A sismicidade apresenta uma grande variabilidade e depende da localização para qual se pretende a sua análise. Neste sentido, para efeitos de definição da ação sísmica, o EC8 defende que os territórios nacionais devem ser divididos pelas autoridades nacionais em zonas sísmicas em função da respetiva sismicidade local. Para cada zona sísmica é admitida uma sismicidade contante que é definida por um único parâmetro a_{gR} correspondente ao valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A.

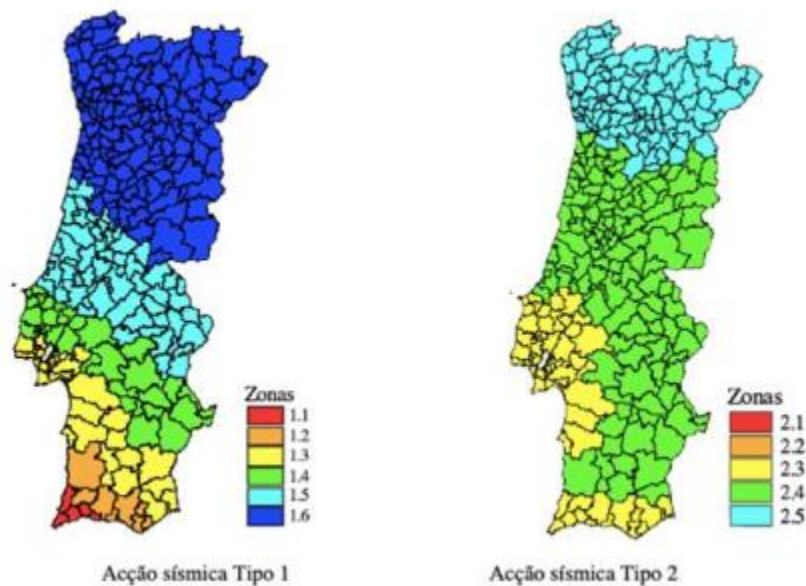


Fig.3.1. - Zonamento sísmico em Portugal Continental (CEN, 2010a)

No caso de Portugal são consideradas duas ações sísmicas distintas: ação sísmica tipo 1, correspondente a sismos afastados de elevada magnitude e longa duração, e ação sísmica tipo 2, que corresponde a sismos próximos de magnitude média e curta duração. Os valores a_{gR} característicos de cada tipo de ação são indicados no quadro 3.1..

Quadro 3.1. - Valores de aceleração máxima de referência, a_{gR} , nas várias zonas sísmicas e para os dois tipos de sismos (CEN, 2010a)

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,50	2.1	2,50
1.2	2,00	2.2	2,00
1.3	1,50	2.3	1,70
1.4	1,00	2.4	1,10
1.5	0,60	2.5	0,80
1.6	0,35	-	-

O solo é o meio a partir do qual as vibrações sísmicas são transmitidas à estrutura e pode contribuir para a sua amplificação quando atravessado. Por este motivo o EC8 obriga à realização de estudos de caracterização geotécnica essenciais para a classificação do terreno, classificação essa que se encontra apresentada no quadro 3.2.. Os parâmetros apresentados correspondem a resultados de alguns ensaios e designam-se de velocidade média das ondas de corte ($v_{s,30}$), número de pancadas do ensaio SPT (N_{SPT}) e resistência não drenada do solo (c_u)

O grau de importância de um edifício é avaliado em função das consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas do colapso. Quanto maior o grau de importância de uma estrutura maior a severidade da ação sísmica considerada no seu dimensionamento, de forma a garantir que esta é capaz de resistir a ações sísmicas com um tempo de retorno maior e, portanto, mais intensas e raras. De acordo com o EC8 existem 4 classes de importância e para cada uma delas é definido um parâmetro designado coeficiente de importância (quadro 3.3.).

O valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (a_g) é dado pelo produto do coeficiente de importância pela aceleração máxima de referência (equação 3.1.).

$$a_g = \gamma_I a_{gR} \quad (3.1.)$$

em que:

a_g corresponde ao valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A;

γ_I é o coeficiente de importância, definido de acordo com o quadro 3.3.;

a_{gR} corresponde ao valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A.

Quadro 3.2. - Classificação do terreno segundo o EC8 (CEN, 2010a)

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360-800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compactada, 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 5m a 20m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s	-	-	-
S1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	-	10-20
S2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de solo não incluído nos tipos A-E ou S1	-	-	-

Quadro 3.3. - Classes e coeficientes de importância para edifícios (CEN, 2010a)

Classe de Importância	Edifícios	Coeficiente de Importância	
		Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2 (Portugal Continental)
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública. Exemplo: edifícios agrícolas.	0,65	0,75
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.	1,00	1,00
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso. Exemplos: escolas, salas de reunião, instituições culturais.	1,45	1,25
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil. Exemplos: hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas.	1,95	1,50

Uma vez definidas as três componentes anteriores, é possível avançar para o cálculo e identificação dos restantes parâmetros intermédios necessários para a construção do espetro de resposta elástica da estrutura.

Em projeto sísmico, a resposta não linear apresenta um papel relevante e como tal o espetro de resposta elástico não é representativo do verdadeiro comportamento da estrutura. Este efeito é simulado através do parâmetro coeficiente de comportamento, que será abordado adiante. Assim, o espetro de resposta elástica inicial é transformado no espetro de cálculo habitualmente utilizado no dimensionamento sísmico. As equações que caracterizam o seu traçado são apresentadas de seguida.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.2.)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.3.)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.4.)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.5.)$$

em que:

$S_d(T)$ espectro de cálculo;

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 valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S coeficiente de solo;

q coeficiente de comportamento

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

S é o coeficiente de solo e deve ser determinado da seguinte forma:

$$\begin{aligned} a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 : S &= S_{m\acute{a}x} \\ 1 \text{ m/s}^2 \leq a_g \leq 4 \text{ m/s}^2 : S &= S_{m\acute{a}x} - \frac{S_{m\acute{a}x}-1}{3} \cdot (a_g - 1) \\ a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 : S &= 1 \end{aligned} \quad (3.6.)$$

$S_{m\acute{a}x}, T_B, T_C, T_D$ são constantes que dependem do tipo de solo e do tipo de ação sísmica e estão definidos nos quadros 3.4. e 3.5., de acordo com o Anexo Nacional do EC8.

Quadro 3.4. - Parâmetros que definem o espectro de resposta elástico para a ação sísmica Tipo 1 (CEN, 2010a)

Tipo de terreno	$S_{m\acute{a}x}$	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 3.5. - Parâmetros que definem o espectro de resposta elástico para a ação sísmica Tipo 2 (CEN, 2010a)

Tipo de terreno	$S_{m\acute{a}x}$	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

3.3. SISTEMA ESTRUTURAL

Um edifício é um corpo que além de garantir uma determinada funcionalidade deve, pelas dimensões que apresenta, integrar-se no ambiente em que se insere, o que geralmente é favorecido pela adoção de uma configuração esteticamente agradável. Além disso, deve-se procurar que o seu projeto e construção seja o mais económico possível mediante a escolha de materiais e processos construtivos apropriados e eficientes. Este conjunto de aspetos condiciona a definição do sistema estrutural devendo, por isso, ser ponderados durante a fase de conceção. É importante a adoção de um sistema devidamente adequado de forma a promover uma maior simplicidade do projeto e um comportamento equilibrado.

A resposta global de um sistema é dominada pelo grau de dissipação dos materiais utilizados e pelo comportamento dos elementos e ligações que formam o edifício. O efeito que as ações verticais provocam sobre um edifício é diferente do provocado por ações horizontais e, nesse sentido, é frequente a diferenciação da resposta do sistema resistente nestas duas componentes. Do ponto de vista sísmico, é o comportamento face às ações horizontais aquele que apresenta maior relevância e, nesse sentido, é sobre ele que incide a classificação apresentada pelo EC8. A classificação serve-se do diferente comportamento apresentado por pilares e paredes face às ações horizontais e apoia-se na identificação dos elementos que apresentam uma maior importância e contribuição para o comportamento global. Procura-se assim identificar qual o comportamento dominante da estrutura e o correspondente sistema que melhor o caracteriza.

De acordo com o EC8 os edifícios de betão devem ser classificados num dos seguintes tipos de estrutura:

- Sistema porticado - sistema estrutural no qual a resistência, tanto às ações verticais como às laterais, é principalmente assegurada por pórticos espaciais cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65 % da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural;
- Sistema de paredes - sistema estrutural no qual a resistência, tanto às ações verticais como às laterais, é principalmente assegurada por paredes estruturais verticais, acopladas ou não, cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65 % da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural. Nesta definição e nas seguintes, a percentagem de resistência à força de corte poderá ser substituída pelas

percentagens de forças de corte atuantes na situação de projeto sísmica. Se a maior parte da resistência total à força de corte das paredes que fazem parte do sistema for devida a paredes acopladas, poderá considerar-se o sistema como sendo um sistema de paredes acopladas.;

- Sistema misto - sistema estrutural no qual a resistência às ações verticais é principalmente garantida por pórticos espaciais e em que a resistência às ações laterais é assegurada em parte pelo sistema porticado e em parte por paredes estruturais, acopladas ou não;
- Sistema misto equivalente a sistema porticado - sistema misto no qual a resistência do sistema porticado à força de corte na base do edifício é superior a 50 % da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural;
- Sistema misto equivalente a paredes - sistema misto no qual a resistência das paredes à força de corte na base do edifício é superior a 50 % da resistência sísmica de todo o sistema estrutural;
- Sistema de pêndulo invertido - sistema no qual 50 % ou mais da massa se localiza no terço superior da altura da estrutura, ou no qual a principal dissipação de energia tem lugar na base de um único elemento do edifício;
- Sistema torsionalmente flexível- sistema porticado, misto ou de paredes que não apresenta uma rigidez à torção mínima, isto é, não respeita a equação ($r_x > l_x$ do capítulo das normas)

Em estruturas que não sejam torsionalmente flexíveis podem surgir diferentes classificações para cada uma das direções de análise e como tal é fundamental a análise do edifício em ambas as direções.

Na nova versão do EC8 todos os sistemas anteriormente referidos foram mantidos com a exceção do sistema torsionalmente flexível. Apesar desta tipologia estrutural não ser formalmente contemplada, a condição que permite averiguar se um edifício respeita a rigidez à torção mínima é mantida. Além disso foi introduzida uma nova tipologia que se refere a sistemas característicos de lajes fungiformes.

3.4. CAPACIDADE DE DISSIPACÃO E CLASSES DE DUCTILIDADE

A capacidade dissipativa de um edifício está relacionada com fenómenos de amortecimento que têm na sua origem diversos mecanismos externos e internos. Além do amortecimento verificado ao nível das fundações, associado à transmissão de energia da estrutura para o solo, destaca-se também a dissipação de energia que ocorre ao longo da estrutura através do próprio amortecimento estrutural e do amortecimento providenciado por dispositivos destinados a esse fim. O amortecimento estrutural engloba interações que se verifiquem em zonas de ligação, ciclos de ação deformação associados à alternância sísmica e ainda efeitos de dissipação histórica. Esta última é controlada pelo grau de deformação e como tal depende da ductilidade.

A relação que se estabelece entre a ductilidade e a capacidade de dissipação de um edifício é amplamente reconhecida na regulamentação sísmica sendo esta alvo de diversos critérios. De acordo com o EC8, edifícios de betão resistentes aos sismos devem ser projetados de forma a garantir uma adequada capacidade de dissipação e um comportamento dúctil global. Este comportamento é assegurado desde que seja garantida a ductilidade local de um grande volume de componentes devidamente distribuídas por todo o edifício (tanto em altura como em planta). O comportamento

dúctil de um edifício deve assim privilegiar a formação de sucessivas rótulas plásticas que garantam a ocorrência de modos dúcteis de rotura (flexão). A localização dessas rótulas deve ser prevista e controlada de forma a evitar a formação de mecanismos locais que possam originar o colapso. O código refere ainda que a incorporação de uma adequada capacidade de dissipação não deve pôr em causa a resistência global de um edifício.

Tendo em conta estas considerações, são apresentadas três classes de dimensionamento com diferentes graus de ductilidade: classe de ductilidade baixa (DCL), classe de ductilidade média (DCM) e classe de ductilidade alta (DCH).

A classe DCL é apenas aplicável a edifícios localizados em zonas de baixa sismicidade onde a ductilidade exigida é bastante reduzida. O processo de dimensionamento é fundamentalmente guiado pelas regras do Eurocódigo 2 (EC2), sendo apenas incluído um requisito sísmico adicional relacionado com a classe de aço das armaduras.

Já as classes DCM e DCH apresentam disposições específicas para cada tipo de elemento estrutural e a sua utilização é permitida para todo o tipo de edifícios, apelando-se à sensibilidade do projetista para a avaliação da ductilidade necessária.

3.5. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

Uma vez reconhecida a importância da ductilidade surgiu a necessidade da sua incorporação no processo de dimensionamento. De acordo com a abordagem do EC8, a parametrização do conceito de ductilidade surge com a definição de um fator que visa traduzir o equilíbrio entre resistência e capacidade de dissipação e que se denomina coeficiente de comportamento (q).

O seu valor é dependente do tipo de sistema estrutural, da regularidade do edifício e da classe de ductilidade pretendida no projeto, sendo tanto maior quando maior a capacidade dissipativa a exibir. No entanto, o seu valor deve ser limitado de forma a evitar que a estabilidade dinâmica seja posta em causa. Tendo em conta estas considerações, o EC8 define um conjunto de valores recomendados (quadro 3.6.)

A determinação do coeficiente de comportamento deve ser realizada para cada direção de cálculo e deve seguir a seguinte fórmula:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (3.7.)$$

em que:

q_0 valor básico do coeficiente de comportamento

k_w coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes. Para sistemas porticados ou sistemas equivalentes a pórticos deve ser considerado igual a 1. No caso de sistemas de paredes, sistemas equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis deve ser determinado por $0,5 \leq (1 + \alpha_0)/3 \leq 1$. O parâmetro α_0 corresponde à esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural e deve ser determinada de acordo com a equação (3.9.).

$$kw = \begin{cases} 1,00 \\ (1 + \alpha_0)/3 \leq 1 \end{cases} \quad (3.8.)$$

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (3.9.)$$

Quadro 3.6. - Valores básicos do coeficiente de comportamento q_0 para sistemas regulares em altura (CEN, 2010a)

Tipo Estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_{II}/\alpha_I$	$4,5\alpha_{II}/\alpha_I$
Sistema de parede não acopladas	3,0	$4,0\alpha_{II}/\alpha_I$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

NOTA: α_I corresponde ao valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo deve ser multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão num qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes as restantes ações de cálculo. α_{II} corresponde ao valor pelo qual a ação sísmica horizontal é multiplicada para formar rótulas plástica num número de secções suficiente para provocar instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo.

Para edifícios regulares em planta poderão ser considerados os seguintes valores aproximados de α_{II}/α_I :

- a) Sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos:
 - Edifícios de um só piso: $\alpha_{II}/\alpha_I = 1,1$;
 - Edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo: $\alpha_{II}/\alpha_I = 1,2$;
 - Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos: $\alpha_{II}/\alpha_I = 1,3$;
- b) Sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes:
 - Sistemas com apenas duas paredes não acopladas em cada direção: $\alpha_{II}/\alpha_I = 1,0$;
 - Outros sistemas de paredes não acopladas: $\alpha_{II}/\alpha_I = 1,1$;
 - Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas: $\alpha_{II}/\alpha_I = 1,2$;

Para edifícios não regulares em planta o valor aproximado de α_{II}/α_I poderá ser determinado como a média entre 1 e o valor do respetivo sistema estrutural descrito anteriormente. No caso da classe de ductilidade DCL, correspondente a estruturas de baixa capacidade de dissipação, deverá ser adotado um coeficiente de comportamento inferior ou igual a 1,5.

Do ponto de vista prático, o coeficiente de comportamento é um fator que permite a definição do espectro de cálculo, isto é, a redução da ação sísmica e, conseqüentemente, das forças obtidas a partir de uma análise elástica, o que permite ter em conta a resposta não linear da estrutura que está associada ao material, sistema estrutural e procedimentos adotados em projeto (CEN, 2010a).

3.6. DIMENSIONAMENTO

De acordo com o EC8, o dimensionamento de edifícios em região sísmica deve cumprir dois requisitos:

- Requisito de não ocorrência de colapso, isto é, a estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir à ação sísmica de cálculo sem colapso local ou global, mantendo assim a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo.
- Requisito de limitação de danos, isto é, a estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir a uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a da ação sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização, cujos custos sejam desproporcionalmente elevados em comparação com os da própria estrutura

De seguida são abordadas algumas das principais componentes de projeto sísmico úteis à compreensão e verificação dos requisitos referidos.

3.6.1. ELEMENTOS SÍSMICOS PRIMÁRIOS E SECUNDÁRIOS

Do ponto de vista sísmico, os elementos estruturais podem ser classificados como primários ou secundários. Os elementos primários correspondem a elementos que contribuem de forma relevante para a capacidade resistente do sistema quando sujeitos à ação sísmica. Já os elementos secundários apresentam rigidez e resistência sísmicas desprezáveis e como tal não são incluídos no sistema resistente aos sismos.

Em termos práticos, os elementos são diferenciados mediante a escolha livre do projetista, desde que as opções tomadas não alterem a classificação da estrutura de não regular para regular. O número de elementos secundários selecionado é limitado pela contribuição total que estes apresentam para a rigidez lateral a qual não deverá ser superior a 15% da contribuição total dos elementos primários (que serão todos os restantes elementos).

O objetivo desta classificação passa pela simplificação do projeto sísmico mediante a adoção de critérios menos exigentes para elementos secundários. Estes apenas necessitam de ser dimensionados e pormenorizados de forma que seja assegurada a função de suporte das forças gravíticas quando sujeitos a deslocamentos devidos à situação de projeto sísmica (CEN, 2010a). Por sua vez, os elementos sísmicos primários deverão ser modelados e totalmente projetados e pormenorizados respeitando os requisitos sísmicos definidos no código.

3.6.2. CÁLCULO DE DESLOCAMENTOS

A ductilidade e a deformação são essenciais para que um edifício apresente uma adequada dissipação e, conseqüentemente, uma melhor resposta sísmica. Nesse sentido, é essencial a inclusão do

comportamento plástico na avaliação da deformação de um edifício de forma a estabelecer o equilíbrio entre a extensão plástica pretendida e o cumprimento dos limites necessários para que não se perca a respetiva capacidade de utilização. Perante uma análise não linear é admissível a utilização direta das deformações provenientes da análise sem que seja necessária qualquer correção. Para análises elásticas, que apenas incluem o comportamento linear da estrutura e dos materiais, as deformações devem ser avaliadas a partir das deformações elásticas obtidas, mas corrigidas de acordo com a seguinte expressão simplificada:

$$d_s = q_d d_e \quad (3.10.)$$

em que:

d_s corresponde ao deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;
 q_d é o coeficiente de comportamento em deslocamento que se admite ser igual a q , salvo indicação em contrário;

d_e deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espetro de resposta de cálculo. A sua determinação deve incluir os efeitos de torção provocados pela ação sísmica.

3.6.3. LIMITAÇÃO DE DANOS

O projeto sísmico deve conferir ao edifício rigidez lateral suficiente para que seja mantida a integridade dos elementos estruturais e não estruturais seja mantida. No caso de edifícios de classe de importância elevada, cujo funcionamento e utilização são essenciais, este aspeto apresenta ainda maior relevância

O EC8 define um conjunto de requisitos de limitação de danos definidos para ações de intensidade inferior e com maior probabilidade de ocorrência. Em função do tipo de elementos não estruturais que o edifício apresenta são impostos valores limite de deslocamento relativo que devem ser respeitados para que os critérios sejam satisfeitos. Os limites a cumprir são os seguintes:

- Para edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura:

$$d_r v \leq 0,005h \quad (3.11.)$$

- Para edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

$$d_r v \leq 0,0075h \quad (3.12.)$$

- Para os edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais:

$$d_r v \leq 0,010h \quad (3.13.)$$

em que:

d_r é o valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios d_s no topo e na base do piso considerado;

h corresponde a altura entre pisos;

v é o coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos. Este valor poderá também depender da classe de importância do edifício. Os valores recomendados são 0,4 para classes de importância III e IV e 0,5 para as classes de importância I e II, contudo poderão se apresentados no Anexo Nacional valores específicos a atribuir.

3.6.4. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Os critérios de estado limite último têm como objetivo assegurar o cumprimento do requisito de não ocorrência de colapso. Para tal são incluídas diversas condições que lidam com resistência, ductilidade, equilíbrio, estabilidade de fundações e juntas sísmicas. Apenas serão exploradas as mais úteis ao trabalho realizado.

3.6.4.1. Condição de Resistência

A condição de resistência impõe que qualquer elemento possua resistência suficiente para suportar as ações atuantes. Esta condição é aplicável a elementos estruturais, respetivas ligações e elementos não estruturais e, de acordo com o EC8, pode ser expressa da seguinte forma:

$$E_d \leq R_d \quad (3.14.)$$

em que:

E_d traduz o valor de cálculo do efeito da ação, devido à situação sísmica de cálculo incluindo, se necessário, os efeitos de segunda ordem.;

R_d é a resistência de cálculo correspondente do elemento, calculada de acordo com as regras específicas do material utilizado e com os modelos mecânicos associados ao tipo específico de sistema estrutural.

A avaliação da importância dos efeitos de segunda ordem poderá ser realizada através do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, que se determina da seguinte forma:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad (3.15.)$$

em que:

θ é o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

P_{tot} é a carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica;

d_r corresponde ao valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios d_s no topo e na base do piso considerado e calculado de acordo com 3.6.2;

V_{tot} é a força de corte sísmica total no piso considerado;

h é a altura entre pisos.

Se para todos os pisos se verificar que θ não assume valores superiores 0,1, os efeitos de segunda ordem poderão ser desprezados. Se este coeficiente apresentar um valor entre 0,1 e 0,2 os efeitos de segunda ordem deverão ser incluídos podendo ser avaliados de modo aproximado através da multiplicação dos esforços sísmicos por um fator igual a $\frac{1}{1-\theta}$. Não são permitidos valores de θ superiores a 0,3.

3.6.4.2. Condição de ductilidade global

Esta condição pretende garantir que tanto os elementos estruturais como o sistema global apresentam a ductilidade prevista em fase de conceção, associada à escolha do sistema estrutural, da classe de ductilidade e do respetivo coeficiente de comportamento.

O requisito de ductilidade global é especificado para edifícios com sistemas porticados (ou equivalentes a pórticos) fazendo uso do conceito de “pilar forte, viga fraca” que privilegia a formação de rótulas plásticas nas extremidades das vigas. De acordo com o EC8, em edifícios com dois ou mais pisos que apresentem este tipo de sistema estrutural, deverá ser satisfeita a condição seguinte, para todos os nós de vigas com pilares sísmicos primários. A sua verificação deverá ser realizada para dois planos ortogonais de flexão.

$$\sum M_{RC} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (3.16.)$$

em que:

$\sum M_{RC}$ é a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó

$\sum M_{Rb}$ é a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó.

3.6.4.3. Condição de ductilidade local

A ductilidade global de um edifício depende da ductilidade local dos elementos sísmicos em especial das zonas de potencial formação de rótulas plásticas. Essas zonas deverão possuir uma elevada capacidade de rotação plástica a qual é assegurada pela adoção de materiais adequados e de uma ductilidade suficiente em curvatura.

Relativamente aos materiais o EC8 refere o seguinte:

- O aço utilizado nas zonas críticas deverá ter uma extensão plástica uniforme elevada. Além disso a relação entre a tensão de rotura à tração e a tensão de cedência do aço

utilizado nas zonas críticas dos elementos sísmicos primários deverá ser significativamente superior à unidade. Tal é garantido com a utilização de aço das classes B ou C.

- O betão utilizado nos elementos sísmicos primários deverá possuir uma resistência à compressão adequada e uma extensão na rotura que exceda, por uma margem adequada, a extensão correspondente à resistência à compressão máxima. O exposto é garantido para classes de betão C16/20 e C20/25 (DCM e DCH, respetivamente).

No que refere à ductilidade em curvatura, é admitida como suficiente desde que o fator de ductilidade em curvatura dessas zonas seja pelo menos igual aos seguintes valores:

$$\begin{cases} \mu_\phi = 2q_0 - 1 \\ \mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 \end{cases} \begin{matrix} , T_1 \geq T_C \\ , T_1 < T_C \end{matrix} \quad (3.17.)$$

em que:

μ_ϕ é o fator de ductilidade em curvatura, definido como a relação entre a curvatura correspondente a 85% do momento resistente, na fase pós-última, e a curvatura na cedência, desde que as extensões limite do betão e do aço não sejam excedidas;

q_0 é o correspondente valor básico do coeficiente de comportamento;

T_1 é o período fundamental do edifício;

T_C é o período no limite superior da zona de aceleração constante do espetro.

3.6.4.4. Condição de Junta Sísmica

O movimento estrutural que se gera com a ação sísmica não é igual para todos os edifícios, sendo dependente das suas características e distribuições. Este efeito resulta no choque de edifícios contíguos ou até de unidades de um mesmo edifício estruturalmente independentes. De forma a proteger os edifícios deste fenómeno o EC8 apresenta o seguinte:

- para edifícios, ou unidades estruturalmente independentes, não pertencentes à mesma propriedade, a distância entre o limite da propriedade e os potenciais pontos de choque não deve ser inferior ao deslocamento horizontal máximo do edifício ao nível correspondente;
- para edifícios, ou unidades estruturalmente independentes, pertencentes à mesma propriedade, a distância entre eles não deve ser inferior à raiz quadrada da soma dos quadrados dos deslocamentos horizontais máximos ao nível correspondente dos dois edifícios ou unidades.

Deverá ser considerada uma redução de 30% caso os níveis dos pisos do edifício em análise sejam iguais aos do edifício adjacente.

3.6.5. REQUISITOS DCM PARA PILARES

Tal como já foi referido, a ductilidade e a capacidade de dissipação são essenciais para que um edifício apresente uma resposta sísmica adequada. Nesse sentido tem vindo a ser implementado um novo conceito denominado capacidade real (*capacity design*) que consiste num método de cálculo em que alguns elementos do sistema estrutural são escolhidos, devidamente projetados e pormenorizados para assegurar a dissipação de energia quando submetidos a grandes deformações, enquanto todos os outros elementos estruturais são dotados de resistência suficiente para que o sistema de dissipação de energia adotado se mantenha (CEN, 2010a). Assim é empregue uma mistura de elementos com elevada ductilidade e elementos com elevada resistência o que favorece a otimização do sistema.

De forma a conferir à estrutura a ductilidade global que é exigida deverá ser satisfeito, além dos critérios gerais já abordados, um conjunto de disposições específicas da classe de ductilidade pretendida. De uma forma geral, essas disposições incluem requisitos de materiais, limitações geométricas, critérios para a determinação de esforços de cálculo e verificações e disposições construtivas. Em Portugal é usual a consideração da classe DCM no projeto sísmico e por esse motivo a informação de seguida detalhada limitar-se-á aos critérios referentes a essa classe.

Para os vários elementos estruturais são impostos requisitos sísmicos que, além dos critérios gerais comuns todos eles, incluem também disposições e aspetos particulares de cada elemento. No caso apenas serão abordados os critérios referentes a pilares.

As propriedades que os materiais utilizados devem cumprir são as referidas na secção 3.6.4.2.

Do ponto de vista geométrico, o EC8 impõe um único critério que diz que caso seja necessária a consideração de efeitos de segunda ordem, deverá ser garantido que as dimensões da secção transversal de pilares sísmicos primários são maiores ou iguais a um décimo da maior distância entre o ponto de inflexão e as extremidades do pilar, para a flexão num plano paralelo à dimensão considerada do pilar (equação 3.18.).

$$b_v \geq \frac{h_v}{10} \quad (3.18.)$$

em que:

b_v é a dimensão considerada da secção do pilar (altura ou largura);

h_v é a distância máxima da extremidade do pilar ao ponto de inflexão da deformada, a qual se encontra num plano paralelo à dimensão considerada do pilar.

No que refere à determinação de esforços de cálculo, o EC8 afirma que o esforço transversal de pilares primários deve ser determinado de acordo com a regra de cálculo pela capacidade real, considerando o equilíbrio do pilar sob a ação de momentos nas extremidades ($M_{i,d}$) associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica. Entende-se que as rótulas plásticas se formam ou nas extremidades das vigas ligadas aos nós nos quais as extremidades do pilar concorrem ou nas próprias extremidades dos pilares, se assim for o caso.

Os momentos de extremidade $M_{i,d}$ podem ser determinados pela expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (3.19.)$$

em que:

γ_{Rd} é o coeficiente que tem em conta a sobrerresistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão da zona de compressão da secção, considerado igual a 1.1;

$M_{Rc,i}$ é o valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico no sentido considerado da ação sísmica;

$\sum M_{Rc}$ e $\sum M_{Rb}$ correspondem à soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó, respetivamente.

Os valores de $M_{Rc,i}$ e de $\sum M_{Rc}$ deverão corresponder aos esforços normais do pilar na situação de projeto sísmico para o sentido considerado da ação sísmica.

O cálculo do esforço transversal (V_{Ed}) é dado pelo quociente entre o somatório dos momentos de extremidade e o comprimento livre do pilar (l_{cl}).

$$V_{Ed} = \frac{M_{1,d}^- + M_{2,d}^+}{l_{cl}} \quad (3.20.)$$

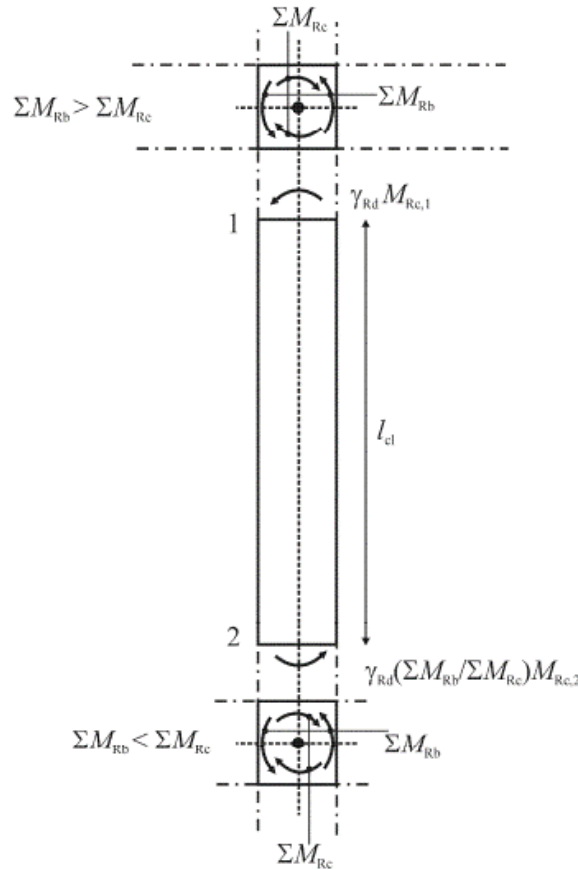


Fig. 3.2. - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilares (CEN, 2010a)

Do ponto de vista resistente refere-se que as resistências em flexão e ao esforço transversal devem ser calculadas de acordo, com a EN 1992-1-1:2004 utilizando o valor do esforço normal obtido da análise para a situação de projeto sísmico. O esforço normal reduzido (v_d) não deverá ser inferior a 0,1 (definição de pilar apresentada no EC8) nem superior a 0,65 (equação 3.21.).

Casos de flexão desviada poderão ser considerados de forma simplificada, efetuando a verificação separadamente em cada direção e com uma resistência à flexão reduzida de 30%.

$$0,1 \leq v_d \leq 0,65 \quad (3.21.)$$

De acordo com o EC8, as disposições construtivas para a ductilidade local incluem:

- Comprimento da zona crítica: define-se como zona crítica dos pilares todas as secções localizadas numa extensão l_{cr} das extremidades dos pilares determinado como:

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c ; \frac{l_{cl}}{6} ; 0,45 \right\} \quad (3.22.)$$

em que:

h_c é a maior dimensão da secção transversal do pilar (em metros);

l_{cl} é o comprimento livre do pilar (em metros).

Se $l_{cl}/h_c < 3$ a altura total do pilar sísmico primário deverá ser considerada como zona crítica e deve ser armada como tal.

- Taxa de armadura longitudinal: a taxa total de armadura longitudinal (ρ_l) não deverá ser inferior a 0,01 nem superior a 0,04. Nas secções transversais simétricas deverão adotar-se distribuições de armadura simétricas ($\rho = \rho'$).

$$0,01 \leq \rho_l \leq 0,04 \quad (3.23.)$$

- Distância entre varões longitudinais: refere-se que a distância entre dois varões cintado não deverá ser superior a 200mm. Este requisito é completado pela NP EN 1992-1-1 que refere que a distância entre um varão cintado e um não cintado não deve ser superior a 150mm.
- Metodologia de cálculo da armadura transversal: a determinação da armadura transversal da zona corrente deverá seguir o disposto na NP EN 1992-1-1. O mesmo sucede com a armadura de zonas críticas caso o esforço normal reduzido na situação de projeto sísmica seja inferior a 0,2 e o coeficiente de comportamento utilizado não seja superior a 2,0. Em caso contrário deverão ser consideradas as disposições de armadura de confinamento.
- Armadura de confinamento: para a zona crítica na base de pilares sísmicos primários o fator de ductilidade em curvatura (μ_ϕ) deverá ser pelo menos igual ao valor referido na secção 3.6.4.3.. Para tal basta garantir a seguinte condição:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (3.24.)$$

em que:

ω_{wd} é a taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (3.25.)$$

em que:

f_{yd} valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço nas armaduras de betão armado;

f_{cd} valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

μ_ϕ é o valor necessário do fator de ductilidade em curvatura;

v_d é o esforço normal reduzido de cálculo ($v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);

$\varepsilon_{sy,d}$ é o valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço;

b_c é a largura da secção transversal do pilar;

b_0 é a largura do núcleo confinado;

α é o coeficiente de eficácia do confinamento, igual a $\alpha = \alpha_n \alpha_s$, com:

a) Para secções transversais retangulares:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_0 h_0 \quad (3.26.)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_0)(1 - s/2h_0) \quad (3.27.)$$

em que:

n é o número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos;

h_0 é a altura do núcleo confinado;

b_i é a distância entre varões consecutivos abraçados (Fig.5)

b) Para secções transversais circulares com cintas circulares e núcleo confinado de diâmetro D_0 (medido ao eixo das cintas):

$$\alpha_n = 1 \quad (3.28.)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_0^2) \quad (3.29.)$$

c) Para secções transversais circulares com cintas helicoidais:

$$\alpha_n = 1 \quad (3.30.)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_0) \quad (3.31.)$$

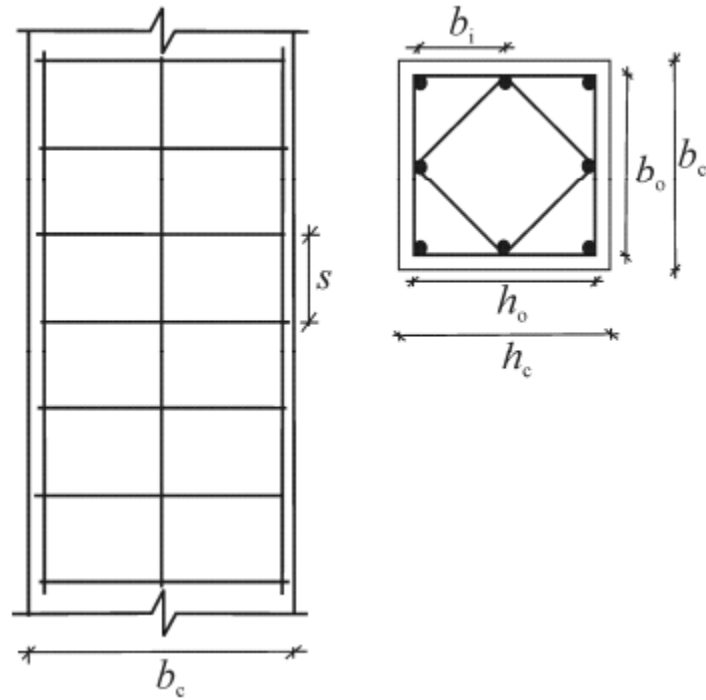


Fig. 3.3. - Confinamento do núcleo de betão (CEN, 2010a)

- Diâmetro mínimo da armadura transversal: de acordo com o código sísmico, nas zonas críticas deverão ser utilizadas cintas com um diâmetro não inferior a 6mm;
- Espaçamento da armadura transversal: nas zonas críticas deverá ser respeitado um afastamento máximo ($s_{l,max}$) que pode ser determinado como:

$$s = \min \{ b_o/2 ; 175 ; 8d_{bL} \} \quad (3.32.)$$

em que:

d_{bL} é o diâmetro mínimo dos varões longitudinais (em milímetros);

b_o dimensão mínima do núcleo de betão (em milímetros).

4

IRREGULARIDADES SÍSMICAS

4.1. INTRODUÇÃO

Atualmente, a modernização estética e funcional dos edifícios, estimula a ocorrência de múltiplas irregularidades que comprometem a performance sísmica. Este aspeto é frequentemente comprovado pela observação e reconhecimento de locais atingidos por eventos sísmicos, onde edifícios de características regulares tendem a apresentar menor dano do que os irregulares (figuras 4.1., 4.2. e 4.3.)

Estruturas regulares tendem a exibir uma distribuição uniforme da energia, e, consequentemente, uma distribuição uniforme do dano perante ações sísmicas (Elnashai e Di Sarno, 2008).

Em grande parte dos códigos, as irregularidades dividem-se em irregularidades em planta e em altura, sendo que ambas as classificações incluem aspetos que violam pressupostos fundamentais de conceção, como uniformidade e simetria. Geralmente, estão associadas a variações bruscas das propriedades sísmicas do edifício ou a interrupções e perturbações do caminho a percorrer pelas cargas.

As irregularidades estão intrinsecamente relacionadas com a configuração estrutural. Em termos geométricos, a forma, dimensão e proporção, em planta e altura, representam aspetos com grande importância. Contudo, a configuração desempenha um papel mais abrangente, englobando também as características do sistema resistente. Este deve não só assegurar a continuidade e distribuição uniforme dos elementos estruturais ao longo do edifício, como também minimizar possíveis efeitos de torção através da implementação de uma adequada resistência perimetral. Um edifício geometricamente irregular pode admitir um sistema resistente regular, daí a importância da sua distinção.

Na presente secção serão abordadas as principais irregularidades sísmicas bem como os efeitos que as mesmas provocam. Em alguns casos serão igualmente contempladas possíveis soluções para a sua minimização.



Fig.4.1. - Dano estrutural devido a efeitos de *pounding* (Romão, et al., 2013)



Fig.4.2. - Efeito pilar-curto devido a níveis parciais de garagens e caves (Romão, et al., 2013)



Fig.4.3. – Mecanismo *soft-storey* devido à presença de lojas (Costa, Ferreira, & Oliveira, 2010)

4.2. PRINCÍPIOS DE CONCEÇÃO

A qualidade da fase de conceção é importante na obtenção de uma adequada configuração estrutural e, conseqüentemente, de um bom desempenho sísmico. Este aspeto foi já identificado e encontra-se previsto em vários códigos, através de cláusulas que descrevem princípios fundamentais a ser considerados. De acordo com o EC8 e (Elnashai e Di Sarno, 2008) incluem-se os seguintes:

- Simplicidade estrutural: permite a transmissão direta e clara das forças, tornando o comportamento estrutural mais previsível. Nesse sentido, é possível uma minimização dos erros associados às etapas de modelação, dimensionamento, análise e pormenorização.
- Uniformidade, simetria e redundância: são características essenciais para a regularização, em altura e planta, das propriedades que condicionam a resposta sísmica. A uniformidade garante uma distribuição equilibrada dos elementos estruturais e das forças sísmicas em todo edifício, assegurando uma transferência suave e clara das forças. Assim, são evitadas concentrações de tensões indevidas, propícias à plastificação prematura de determinados elementos.
A simetria, por sua vez, permite aproximar os centros de rigidez e massa, eliminando excentricidades e os efeitos torsionais associados, constituindo, assim, uma forma de promover a regularidade e uniformidade do edifício.
Por fim, a redundância corresponde ao grau de hiperestaticidade e fiabilidade da estrutura. A existência de ligações abundantes permite a formação de caminhos alternativos para a transmissão das forças, aquando da rotura de um determinado elemento, evitando-se o colapso. Procura-se a exploração máxima da ductilidade e da capacidade de dissipação da estrutura, privilegiando o colapso global, ao invés do colapso devido a rotura local. Nesse sentido, a utilização de elementos estruturais regularmente distribuídos, contribui para a redundância e permite uma redistribuição mais favorável dos esforços, bem como uma dissipação de energia distribuída em todo o conjunto da estrutura.
- Rigidez e resistência bidirecionais: o movimento sísmico é bidirecional e, como tal, a estrutura deve ser concebida de forma a resistir à ação sísmica em qualquer direção. Para o efeito, deve ser adotada uma malha ortogonal, com características de rigidez e resistência semelhantes em ambas as direções, e que permitam satisfazer as necessidades de projeto, limitando esforços e deslocamentos excessivos que possam provocar instabilidades devido a efeitos de segunda ordem ou danos excessivos.
- Rigidez e resistência torsionais: além da capacidade resistente em relação às ações laterais, o sistema estrutural deve ser capaz de resistir à ação torsional, de forma a limitar o movimento torsional que solicita, de forma não uniforme, os diferentes elementos estruturais. Para este efeito, são claramente vantajosas as disposições em que os principais elementos de contraventamento são distribuídos perto da periferia do edifício.
- Ação de Diafragma ao nível dos pisos: os pisos devem ser dotados de rigidez e resistência, que permitam a redistribuição dos esforços recebidos, o que é favorecido pela existência de ligações adequadas. Além de permitir a solidariedade dos sistemas verticais na resistência às ações laterais, o diafragma permite também a compatibilização de elementos com diferentes características de deformabilidade.
- Fundação adequada: no que respeita à ação sísmica, o projeto e a construção das fundações e a sua ligação à superestrutura, devem assegurar uma excitação sísmica

uniforme de todo o edifício. Para as estruturas constituídas por um número reduzido de paredes estruturais, que diferem em espessura e rigidez, deverá ser escolhida, geralmente, uma fundação rígida, do tipo caixão ou celular, que inclua uma laje de fundação e uma laje superior. Para edifícios com elementos de fundação isolados (sapatas ou estacas), recomenda-se a utilização de uma laje de fundação ou de vigas de fundação que liguem esses elementos nas duas direções principais.

4.3. IRREGULARIDADES EM PLANTA

As irregularidades em planta estão essencialmente relacionadas com as dimensões, geometria, distribuição e posição relativa de todo o tipo de componentes que afetam a performance sísmica de um piso. Essas componentes compreendem elementos estruturais, como pilares e paredes, elementos não estruturais de características relevantes, ou ainda interrupções desses elementos, tanto verticalmente como horizontalmente (aberturas na laje).

4.3.1. IRREGULARIDADES DE TORÇÃO

A aceleração sísmica exercida no solo, tem como efeito a ocorrência de forças de inércia que atuam ao nível do centro de massa. Por sua vez, o sistema estrutural adotado tenderá a equilibrar a ação aplicada. Essa força de equilíbrio atua ao nível do centro de rigidez, uma vez que a capacidade resistente lateral é essencialmente controlada pela distribuição da rigidez. Nesse sentido, na presença de excentricidade, isto é, situações em que os centros de massa e rigidez não coincidem, verificam-se efeitos torsionais (Fig.4.4.).

O efeito torsional prejudica gravemente o comportamento sísmico, uma vez que induz nos elementos estruturais uma distribuição não uniforme das forças de corte, que é acompanhada pelo agravamento dos esforços de translação de alguns elementos.

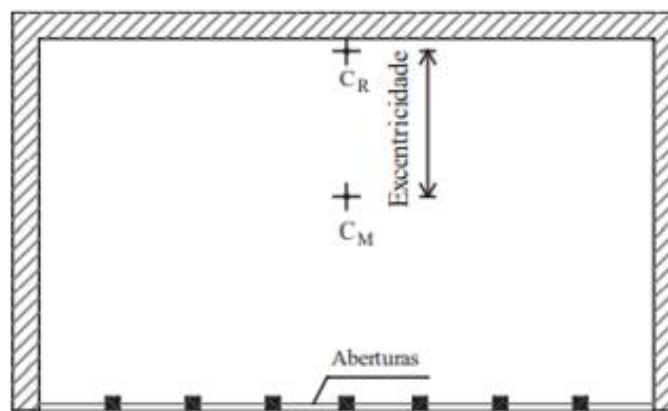


Fig.4.4. - Irregularidades devido à descontinuidade no plano do sistema de resistência lateral (edifícios de três lados) CM= centro de massa; CR= centro de rigidez (Elnashaj e Di Sarno, 2008)

De forma a contrariar este efeito, deve procurar-se minimizar a excentricidade entre os centros de massa e rigidez, reduzindo assim a solicitação, e, por outro lado, aumentar a capacidade resistente do sistema estrutural, mediante a localização e distribuição de colunas e paredes ao longo do perímetro, ou em posições afastadas. Quanto maior o raio de giração do *layout* da estrutura, em planta, maior o braço resistente face a momentos derrubadores (Elnashai e Di Sarno, 2008) (Fig.4.5.).

Importa ainda referir que, no caso das ondas sísmicas atuantes apresentarem um determinado ângulo face ao sistema ortogonal considerado para a distribuição dos elementos estruturais do edifício, a condição de coincidência dos centros de massa e rigidez pode não ser suficiente ou até mesmo não se verificar. Associado à ação torsional ocorrem, de forma assimétrica, fenómenos de abertura de fendas e cedência dos materiais que, consequentemente, podem contribuir para amplificação do efeito torsional, já que induzem uma maior excentricidade entre os centros de rigidez e de massa.

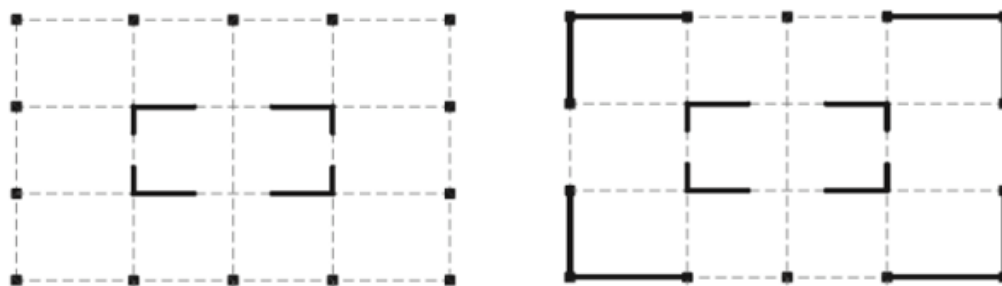


Fig.4.5. - Configurações com diferentes resistências de torção: baixa resistência (esquerda) e alta resistência (direita) (Elnashai e Di Sarno, 2008)

4.3.2. DESCONTINUIDADE DO DIAFRAGMA

Elementos horizontais, como lajes e tabuleiros, constituem grande interesse a nível da transmissão de cargas horizontais, as quais acabam por ser recebidas pelo sistema resistente vertical, que por sua vez as conduz até à fundação, onde acabam por se dissipar. São estes elementos que recebem as forças de inércia de cada piso e que as distribuem pelas paredes estruturais e pilares, em função da sua rigidez. Além deste comportamento de diafragma, estes elementos garantem o funcionamento simultâneo dos elementos verticais e horizontais perante as diversas ações e ainda a compatibilização de deslocamentos de piso de edifícios que possuam sistemas estruturais distribuídos irregularmente ou que sejam constituídos por elementos com diferentes comportamentos de deformação horizontal (sistemas mistos). Os diafragmas devem ainda ser dotados de elevada rigidez e resistência, contrariando assim eventuais fenómenos de flexibilidade associados à própria laje, que poderiam influenciar o comportamento tridimensional dinâmico do edifício. No entanto, importa ter em conta a relação de flexibilidade entre a laje e a os elementos verticais, fator que tem influência na magnitude das forças transmitidas e no comportamento das ligações.

O desempenho sísmico é condicionado pelo caminho de transferência das cargas e deve ser contínuo e claro, sendo assegurado pela continuidade estrutural. Com a existência de aberturas e descontinuidades, surgem distribuições irregulares dos esforços e dos caminhos a percorrer pelos mesmos e, como tal, a estrutura deixa de ser regular e passam a existir zonas de concentração de

tensões, o que contribui para o enfraquecimento da capacidade da laje. Este efeito depende da dimensão, forma e localização das aberturas, sendo que, geralmente, aberturas de pequena dimensão não têm influência significativa (Fig.4.6.). Importa ainda referir que a existência de porções do diafragma com diferente rigidez pode conduzir a uma captação desigual das cargas e consequentes efeitos de torsão.

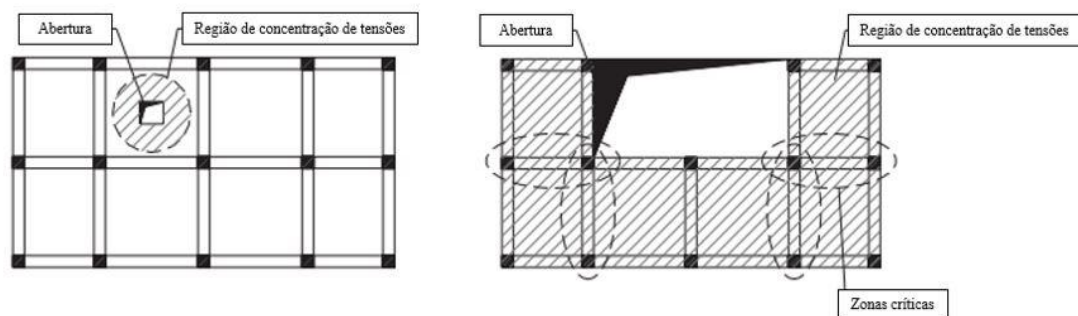


Fig.4.6. - Aberturas nas lajes e a sua influência. Círculos identificam zonas críticas (adaptado de (Elnashai e Di Sarno, 2008))

4.3.3. IRREGULARIDADES GEOMÉTRICAS

As irregularidades geométricas são aquelas que lidam com a forma, dimensão e simetria da laje, bem como com a organização estrutural do piso. Além do negativo impacto no comportamento sísmico, limitam também a resposta da estrutura face a deformações diferidas no tempo, variações de temperatura ou assentamentos diferenciais.

4.3.3.1. Cantos reentrantes

A presença de geometrias côncavas é bastante comum nos projetos atuais e deriva, muitas vezes, da necessidade de amplificação do espaço disponível, mediante a introdução de varandas, terraços e outros elementos relevantes para a qualidade de uma habitação. Contudo, constata-se que edifícios dotados destas características, apresentam elevados danos, resultado da fraca qualidade da resposta sísmica. Este efeito é explicado à luz da concentração de tensões nas zonas côncavas, ou seja, nas ligações dos elementos projetados exteriormente. A resposta dinâmica das asas geralmente difere da resposta da estrutura como um todo (Elnashai e Di Sarno, 2008), originando diferentes movimentos oscilatórios, que tornam as ligações bastante vulneráveis (Fig.4.7.). Além disso, verificam-se igualmente efeitos torsionais.

Estes fenómenos são corroborados por (Ahmed et al., 2016), cujos estudos incidiram sobre a avaliação dos efeitos e comportamento sísmico, verificados em edifícios em L. Para isso, foram analisados seis modelos, com grau crescente de irregularidade, mas com igual área convexa associada. Verificou-se que, quanto mais intensa a irregularidade, maiores as forças laterais de corte desenvolvidas por elementos periféricos. O modelo regular foi aquele que apresentou menor exigência, com um valor 4.62%, ao passo que a estrutura mais irregular exibiu o maior valor, com 6.38%. No que diz respeito à deformação do edifício, verificou-se que, para edifícios irregulares, o *drift* total difere do *drift* associado ao movimento unidirecional, sendo bastante superior (no caso mais crítico, o ratio de *drift* total é 135% superior ao ratio de *drift* unidirecional). Esta diferença está

relacionada com a influência da irregularidade sobre o *drift* associado à direção perpendicular à atuação do sismo, que é tanto maior quanto mais irregular for o edifício. Verifica-se, portanto, uma ação torsional, prejudicial para o desempenho do edifício. Além destas grandezas, existem outras cuja evolução em função do grau de irregularidade é abordada no estudo e que permitem igualmente comprovar e compreender de que forma a geometria pode afetar o desempenho de um edifício.

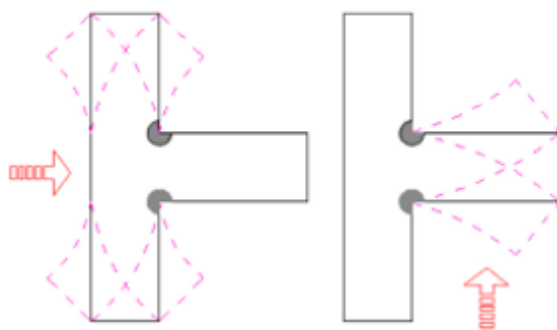


Fig.4.7. - Efeito oscilatório devido à presença de cantos reentrantes (İlerisoy, 2019)

Perante o que foi exposto, é comum priorizar a utilização de formas regulares e convexas, como formas retangulares e circulares, capazes de garantir a condição de diafragma rígido, isto é, deformações do piso, associadas ao comportamento da laje, praticamente nulas em qualquer direção (Peña, 2012). De acordo com (İlerisoy, 2019) e (Arnold et al., 2001; Mendi, 2005) existem algumas soluções que permitem contrariar este tipo de irregularidade, de entre as quais a utilização de juntas, que permitem a divisão da estrutura em formas mais regulares com funcionamento independente, o reforço da estrutura vertical, de forma a fornecer a rigidez necessária para resistir às ações de torção e de separação dos cantos, e ainda a adoção de transições suaves em zonas de possíveis cantos (Fig.14).

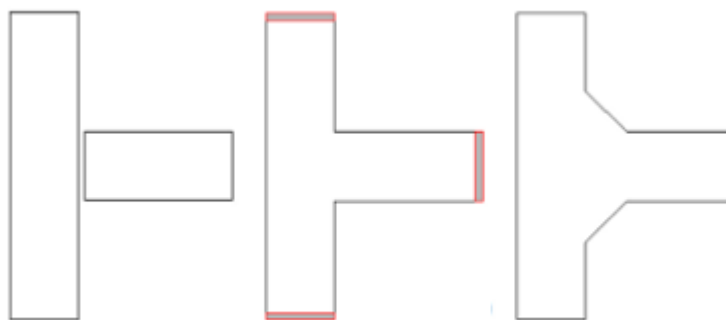


Fig.4.8. - Soluções que permitem melhorar o comportamento sísmico: juntas (esquerda), reforço estrutural (centro) e suavização dos cantos (direita) (İlerisoy, 2019)

4.3.3.2. Rácio de dimensões

No dimensionamento sísmico, as proporções de um edifício podem assumir maior relevância do que as suas dimensões absolutas (Arnold, *Architectural Considerations*, 2001). Estruturas desproporcionadas, tanto em altura como em planta, apresentam maior esbelteza, sendo mais suscetíveis à ocorrência de efeitos de torção. A minimização destes efeitos, exige a homogeneização e aproximação das dimensões, a qual pode ser conseguida através da utilização de juntas (Fig.4.9.).

Tal como referido em outros capítulos, esta abordagem é bastante vantajosa, pois permite que estruturas adjacentes e, eventualmente, mais proporcionais, apresentem respostas dinâmicas independentes, o que possibilita igualmente a resolução de outras dificuldades associadas a esta irregularidade. De facto, quanto maior a desproporcionalidade, maior será a dificuldade do edifício para responder à ação sísmica como um todo. A aceleração sísmica que é transmitida a partir do solo depende, entre outros fatores, das propriedades geológicas do solo e do comportamento da própria estrutura e, como tal, um maior rácio tende a despoletar a ocorrência de movimentos oscilatórios dessincronizados.

Importa ainda mencionar que esta irregularidade tem implicações sobre o comportamento do diafragma, contribuindo para um aumento da sua flexibilidade e das tensões suportadas.

Nas situações em que é impraticável o afastamento deste tipo de irregularidade, podem implementar-se outras soluções, onde a melhoria do comportamento sísmico é ditada pelo aumento da capacidade resistente do sistema, conseguido através da adoção de fundações com rigidez superior ou através da localização de paredes estruturais, que visam aumentar a resistência lateral, sem incorrer num agravamento da torção.

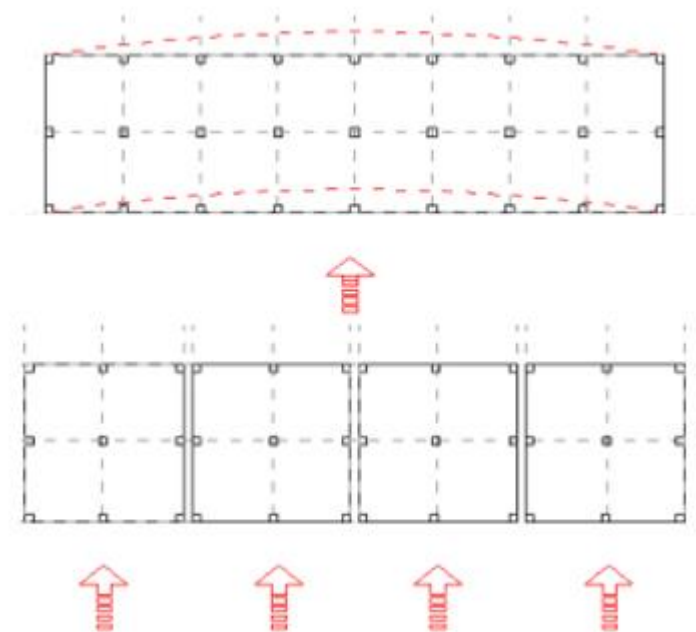


Fig.4.9. - Efeito associado à presença de proporções irregulares em planta e possível solução de juntas (İlerisoy, 2019)

4.3.3.3. Sistema estrutural não ortogonal

Esta irregularidade verifica-se sempre que os elementos verticais e laterais resistentes não são, nem paralelos nem simétricos, com os eixos ortogonais principais do sistema sísmico-resistente (Teddy et al., 2017), condicionando a transmissão das cargas e originando acumulação de tensões (Fig.4.10.).

Em estudos realizados por (Teddy et al., 2017), foram analisados cinco modelos planos de geometria retangular, com configurações estruturais distintas, tendo-se verificado que, os modelos cujos pilares e vigas se encontravam em iguais alinhamentos, apresentavam uma rigidez superior. Além disso, considerando apenas esses modelos, e comparando as configurações ortogonal e triangular, constatou-se que a malha quadrada confere a rigidez máxima. O estudo incluiu ainda a comparação de deslocamentos segundo as orientações das fachadas, onde se aferiu que, nos modelos mais regulares, os deslocamentos apresentam maior semelhança. Este conjunto de conclusões certifica a importância que esta irregularidade assume no comportamento estrutural.

Devido a diversos constrangimentos físicos e espaciais, os lotes assumem geralmente formas assimétricas e de reduzidas dimensões, pelo que o aproveitamento máximo da área disponível exige geralmente a definição de geometrias estruturais coincidentes com os limites do lote e, portanto, igualmente irregulares. O cruzamento de ruas resulta em construções em cunha ou triangulares, mais suscetíveis à ocorrência de efeitos torsionais. Este tipo de formas caracteriza-se por uma variação da largura do piso, que é acompanhada por uma variação da flexibilidade do mesmo. Zonas mais estreitas tendem a apresentar maior flexibilidade e maior deformação, enquanto zonas mais largas tendem a exibir o efeito contrário. Este problema, juntamente com a utilização de sistemas perimetrais com resistência e rigidez variável, resulta numa amplificação do comportamento diferencial e da distorção.

A resolução passa pela homogeneização da rigidez em todo o plano, mediante a introdução de dispositivos que permitam o aumento da rigidez das zonas mais estreitas e através da redução da rigidez das paredes colocada nas zonas mais largas.

Além dos elementos de fachada, é possível que se verifiquem elementos interiores incompatíveis com a malha ou alinhados obliquamente devido a necessidades funcionais e de compatibilização arquitetónica. Esta situação falha do ponto de vista da bidirecionalidade sísmica uma vez que torna impossível a coincidência dos centros de rigidez e massa para qualquer direção.

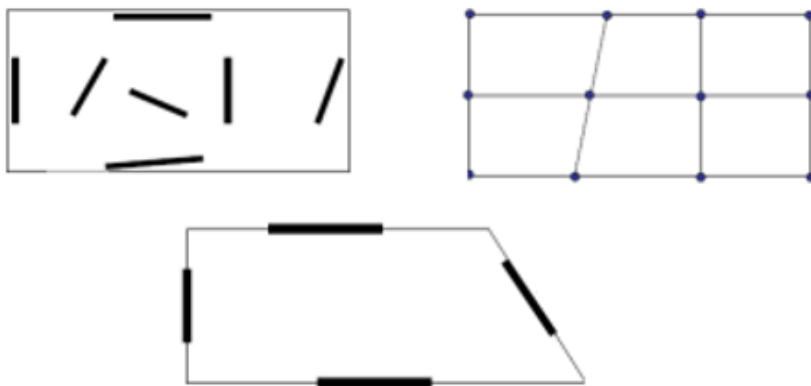


Fig.4.10. - Exemplos de sistemas não ortogonais (Teddy et al., 2017)

4.3.3.4. Desvio fora do plano

A continuidade dos elementos estruturais é essencial para que o caminho a percorrer pelas cargas sofra o mínimo de perturbação possível. Essa continuidade é fundamental ao nível da estrutura vertical, mas também da estrutura horizontal. A interrupção e a variação em planta dos elementos estruturais fazem variar a posição do centro de rigidez. Desta forma, perante pisos com diferentes disposições estruturais, resultarão distintas posições do centro de rigidez, cuja variação em altura contribuirá para respostas dinâmicas desiguais, o que promove um comportamento torsional da estrutura.

Os efeitos sentidos com esta irregularidade são similares aos produzidos pelas irregularidades verticais. A sua minimização está dependente de uma conceção cuidada e consciente de todos estes fenómenos.

4.4. IRREGULARIDADES EM ALTURA

As irregularidades em altura são, de uma forma geral, caracterizadas pela existência de distribuições estruturais e geométricas, cuja variação em altura não é gradual, o que resulta numa redução da capacidade dissipativa do sistema estrutural.

4.4.1. IRREGULARIDADES ENTRE PISOS

A irregularidade entre pisos está associada a mudanças abruptas das propriedades sísmicas, com a transição entre pisos. Na atualidade, este tipo de irregularidade está dependente da utilização e é, por exemplo, bastante evidente em edifícios cujo piso térreo é utilizado para fins comerciais, onde a necessidade de espaço e de abertura resultam na remoção de paredes estruturais importantes.

A introdução e remoção de elementos estruturais é uma das causas para a ocorrência de variações bruscas da rigidez entre pisos. Isto, aliado à descontinuidade dos elementos estruturais, responsáveis pela transmissão das cargas ao longo do edifício, desde o solo até ao último piso, constitui uma irregularidade que condiciona gravemente o seu funcionamento do ponto de vista sísmico. Importa ainda referir que, os elementos não estruturais, podem também revelar consequências a este nível, não só pela própria rigidez que lhes está associada, mas também pela influência que têm sobre o travamento de pilares. Quanto mais curto é um pilar, maior a sua rigidez e, nesse sentido, a presença de pisos de diferentes alturas e de fenómenos de pilar curto, associados ao preenchimento parcial de panos de alvenaria, contribuem igualmente para a diferenciação da rigidez em altura. O mesmo se aplica a escadas apoiadas a meia altura, devendo estes elementos ser considerados nas análises realizadas. Alguns destes exemplos encontram-se ilustrados na Fig.4.11..

Variações irregulares da rigidez estão geralmente na origem do aparecimento de mecanismos de rotura designados de *soft-storey* (Fig.4.12.). Durante um sismo, pisos de elevada rigidez, mostram reduzidos deslocamentos e, em contrapartida, pisos de elevada flexibilidade apresentam elevados deslocamentos.

Com a presença de grandes desníveis de rigidez entre pisos adjacentes, as forças laterais enfrentam uma maior dificuldade na sua distribuição pelos elementos de toda a estrutura, acabando por se concentrar nas zonas onde ocorrem grandes deslocamentos. Assim sendo, a transição brusca entre pisos de baixa e elevada rigidez é claramente mais vulnerável, já que tem associado um elevado *drift*

e, por isso, uma maior concentração das forças de corte. Caso os elementos estruturais não apresentem uma ductilidade que permita a dissipação exigida, formam-se rótulas plásticas no topo dos pilares do piso flexível. Verificando-se a rotura local de pilares pertencentes a um mesmo piso, gera-se um mecanismo *soft-storey* que pode levar ao colapso da estrutura. O conceito de *weak-storey* está associado a variações repentinas da resistência em altura, sendo o respetivo efeito similar ao de *soft-storey*.

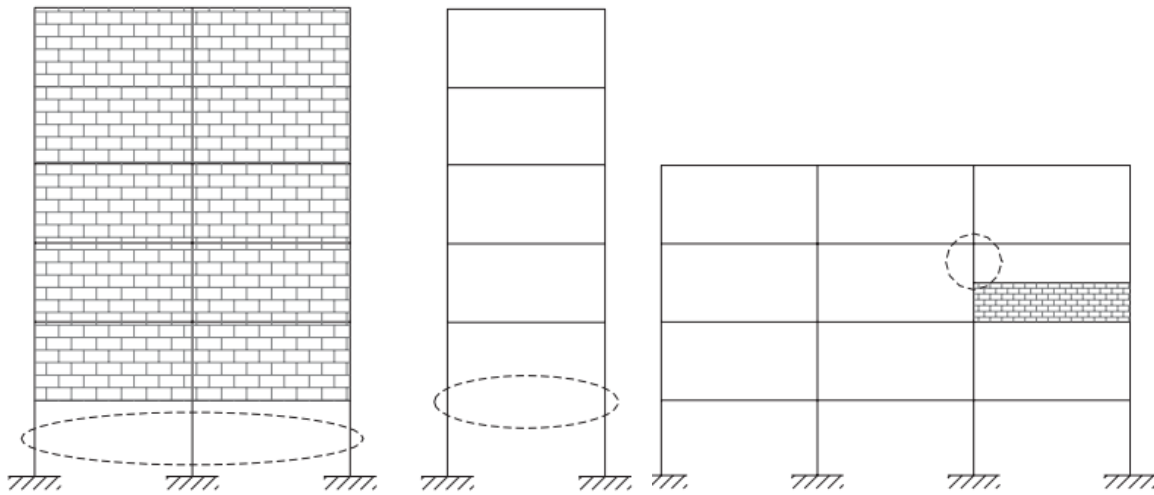


Fig.4.11. - Irregularidades entre pisos: introdução de elementos de rigidez considerável em pisos intermédios (esquerda), pé-direito variável (centro) e pilar curto (direita). Círculos identificam zonas críticas (Elnashai e Di Sarno, 2008)

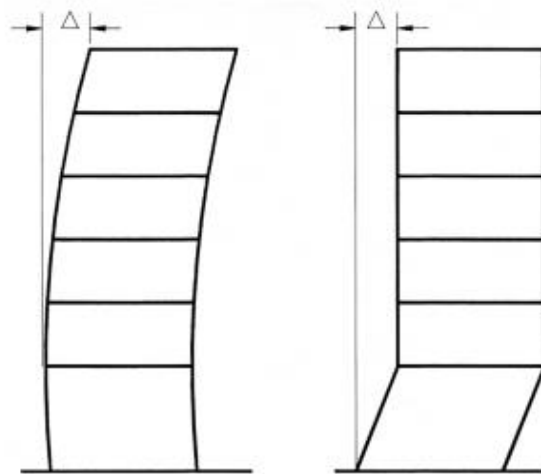


Fig.4.12. - Efeito *soft-storey* (Arnold, *Architectural Considerations*, 2001)

A massa de cada piso é outra propriedade com um grande impacto na dinâmica estrutural. De igual forma, variações bruscas da massa em altura, motivadas muitas vezes pela existência de zonas técnicas com grandes equipamentos ou pela utilização de elementos com preenchimento pesado, promovem um comportamento deficiente da estrutura. As forças de inércia que se geram são proporcionais à massa de cada piso e, como tal, os pisos devem ser o mais leves possível e com distribuições uniformes da massa, tanto em planta como em altura. Tanto a massa como a rigidez são fortemente condicionadas pelo tipo de material selecionado e pela maior ou menor diversidade de materiais utilizados.

As soluções incidem essencialmente na tomada de decisões de projeto, guiadas pelos princípios de conceção. Se, por um lado, a intervenção pensada for ao nível do piso mais flexível, deve procurar-se a aproximação das propriedades de rigidez e resistência aos pisos adjacentes, mediante a introdução de um maior número de elementos ou através do aumento das secções dos existentes. A introdução de novos elementos deve ser refletida, sendo menos penalizadora se for feita ao nível do piso térreo, onde, caso não se pretenda a sua continuidade em toda a altura do edifício, existe a capacidade dissipativa através do solo. Por outro lado, se o objetivo passar pela redução da rigidez do piso mais rígido, devem ser utilizados materiais de menor densidade ou introduzidas juntas, de forma que o piso se consiga deformar livremente, de modo semelhante ao piso mais flexível.

4.4.2. IRREGULARIDADES GEOMÉTRICAS

Atualmente, é comum os edifícios possuírem avanços e recuos, com a finalidade de fazer face a eventuais limitações físicas que se verificam ao nível do solo, e assim manter ou até melhorar a qualidade e o conforto exigidos, como por exemplo ao nível da ventilação ou área útil disponível. Embora beneficie a comodidade do edifício, esta distribuição heterogénea condiciona a resposta sísmica. O seu efeito negativo verifica-se tanto em altura como em planta, tal como exposto no âmbito da irregularidade de cantos reentrantes.

Este tipo de irregularidade caracteriza-se pela modificação da geometria entre pisos que, evidentemente, é acompanhada pela variação da localização do centro geométrico. A projeção horizontal dos centros geométricos de pisos adjacentes não coincide e, portanto, desenvolvem-se diferentes respostas dinâmicas. Durante um sismo, estes pisos não oscilam com a mesma frequência que outros pisos regulares, o que provoca acumulação de tensões devido ao efeito de deslocamento em direções opostas (Ambrose e Vergun, 1985) e (Ílerisoy, 2019). À semelhança da irregularidade de cantos reentrantes, estas tensões acumulam-se principalmente nos cantos, já que o seu caminho natural se encontra condicionado.

Edifícios com uma torre central são outro exemplo onde se verifica um agravamento das forças de corte transmitidas à base, por vezes, amplificado pela presença de núcleos e paredes descontínuos, que apenas se iniciam na torre. O impacto desta irregularidade está dependente das dimensões do piso e das proporções do edifício, sendo tanto mais prejudicial quanto maior a sua importância relativa. Além disso, de acordo com (Elnashai e Di Sarno, 2008), elevados rácios entre altura e largura conduzem a estruturas de elevada esbelteza que têm respostas dinâmicas mais complexas e exigentes. Uma maior esbelteza leva a que a resposta englobe, de forma significativa, a contribuição de modos de ordens superiores que têm consequências ao nível dos pisos intermédios.

Nos centros urbanos, devido ao reduzido espaço disponível para construção, é usual a construção em altura e banda. Na eventualidade da separação dinâmica entre edifícios adjacentes não ser

devidamente efetuada, ou até mesmo inexistente, estes podem comportar-se como um todo. Em situações em que a altura de edifícios vizinhos difere, este fenómeno acaba por conduzir a um efeito designado *pounding*. *Pounding* corresponde ao dano provocado pela colisão de dois edifícios, ou partes de um único edifício, que apresentam movimentos oscilatórios descoordenados provocados pela ação sísmica. O dano estrutural devido a *pounding* (também designado por *hammering* ou *battering*) é induzido por elevados momentos transferidos entre as estruturas que colidem (Elnashai e Di Sarno, 2008), estando essa colisão associada à ocorrência de *drifts* de valor elevado e distinto. Isto explica o facto de este efeito ser mais gravoso em edifícios não confinados, isto é, edifícios no início ou no fim de uma banda, pois estes apresentam uma maior liberdade no seu movimento e, portanto, sofrem um dano superior. Conclui-se, assim, que a proximidade pode ser favorável pela capacidade de suporte que os edifícios transmitem entre si, evitando dessa forma deslocamentos descontrolados. Assim sendo, pretendem-se edifícios suficientemente próximos, mas dinamicamente independentes. Este equilíbrio é de difícil alcance e representa uma grande dificuldade em termos de compreensão e análise do comportamento estrutural. O efeito de *pounding* pode ainda verificar-se em edifícios que apresentem pontes de ligação (Fig.4.13.).

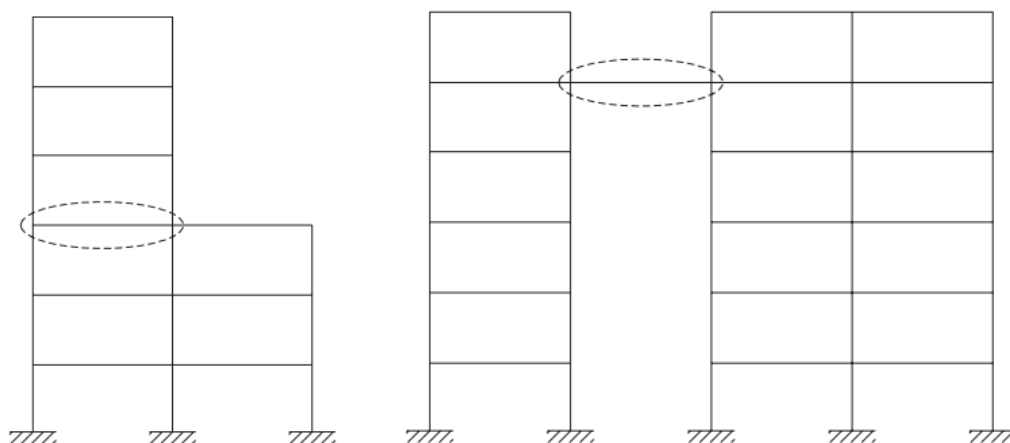


Fig.4.13. - Irregularidades verticais geométricas: recuo da fachada (esquerda) e *pounding* (direita).
Círculos identificam zonas críticas (Elnashai e Di Sarno, 2008)

4.4.3. IRREGULARIDADES DOS SISTEMAS RESISTENTES

O sistema estrutural de um edifício apresenta como funções a receção das ações que atuam sobre o edifício e a sua dissipação, através das fundações no solo, ou mesmo ao longo do processo de condução que as forças experimentam até aos elementos dissipadores. Nesse sentido, é fundamental que o caminho e transferência de forças entre os diferentes elementos seja o mais regular possível, de forma a facilitar o processo de dissipação. Como tal, é crucial garantir a continuidade dos elementos, evitando assim a acumulação de tensões resultantes da presença de descontinuidades, que impossibilitam o caminho natural e direto das forças. Tal como mencionado anteriormente, esta descontinuidade verifica-se, frequentemente, em edifícios no quais existe a introdução de elementos estruturais com rigidez relevante apenas a partir de pisos intermédios, o que tem implicações ao nível de outras irregularidades, como é o caso da alteração abrupta da rigidez entre pisos. Além disso, a

este problema está associada a incoerência estrutural de apoio de pilares sobre vigas, o que é totalmente inadequado e constitui uma opção de projeto apenas aceitável (porém a evitar) no caso de se tratar do último piso de um edifício, situação em que as forças de corte transmitidas pelos pilares às vigas são de ordens de grandeza bastante reduzidas (Fig.4.14.).

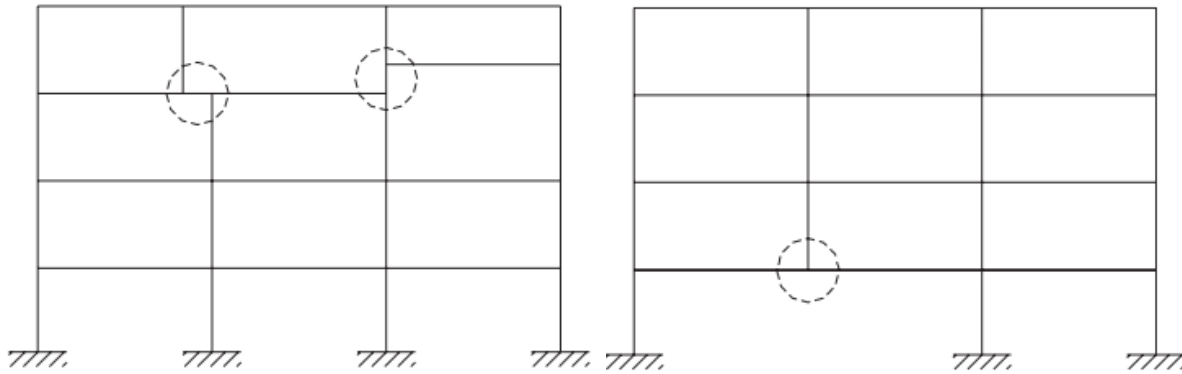


Fig.4.14. - Descontinuidades no sistema estrutural. Círculos identificam zonas críticas (Elnashai e Di Sarno, 2008)

Do ponto de vista das irregularidades geométricas do sistema estrutural, importa salientar a redução de secções em altura, frequentemente realizada, quer por motivos económicos e de eficiência do material, quer por motivos arquitetónicos ou funcionais. Por um lado, grandes variações da secção podem conduzir à não coincidência dos eixos de elementos estruturais, originando esforços associados à excentricidade provocada e ainda constrangimentos no que toca à transmissão da ação. Por outro, com a variação das secções, a localização de centros de rigidez de diferentes pisos acaba por não coincidir, despoletando o desenvolvimento de diferentes efeitos dinâmicos e torsionais em altura.

De forma a melhorar o comportamento sísmico, além de paredes estruturais, pode ser usado contraventamento metálico. Devem ser adotadas adequadas configurações de contraventamento (em V ou K) de forma a evitar a ocorrência de fenómenos de pilar curto e efeitos de desequilíbrio associados à cedência sísmica dos elementos metálicos

5

NORMALIZAÇÃO SÍSMICA

5.1. INTRODUÇÃO

Tendo em conta os efeitos que as irregularidades provocam sobre o comportamento estrutural de um edifício, torna-se importante adotar considerações de projeto que permitam um conhecimento mais rigoroso e exato dos esforços e deslocamentos para que o correspondente dimensionamento seja o mais eficiente possível e permita garantir a segurança necessária. Além de critérios que condicionem a configuração estrutural e a distribuição da rigidez e massa, devem também ser adotados modelos e métodos de análise devidamente ajustados, cuja seleção depende da importância da regularidade.

A regulamentação sísmica está bastante dependente do risco sísmico que um país ou comunidade tem associado, o que depende de inúmeros fatores. Essa conjugação de fatores traduz um maior ou menor risco sísmico cuja variabilidade leva a que internacionalmente sejam adotados diferentes critérios, ou até mesmo critérios semelhantes com diferentes coeficientes ou limites normativos que permitem um adequado ajuste à realidade de cada local. Resultam por isso documentos bastante distintos entre si e, no que diz respeito às irregularidades, esta diversidade é amplificada pela dificuldade associada à sua quantificação.

A reunião do conhecimento que está na base dos critérios definidos permite caminhar na direção de um dimensionamento mais completo e capaz. Nesse sentido, no presente capítulo serão analisadas as regulamentações sísmicas de diferentes zonas do globo entre as quais: Europa (CEN, 2010a), Estados Unidos (ASCE, 2016) e Turquia (AFAD, 2018). Pretende-se estudar os conceitos, critérios e abordagem adotados, identificando e confrontando as diferenças que apresentam entre si, em especial no que diz respeito às irregularidades.

5.2. NORMA DA EUROPA – EUROCÓDIGO 8 (EN 1998-1:2004)

O Eurocódigo teve a sua origem em 1975, ano em que foi adotado, por parte da Comissão da Comunidade Europeia, um plano focado na área da construção. O objetivo deste plano consistia em estabelecer um conjunto de regras e critérios de dimensionamento estrutural comuns a todos os estados-membros europeus, substituindo assim a legislação nacional de cada país e permitindo uma uniformização das especificações técnicas e consequentemente eliminação de barreiras na partilha e divulgação de informação, o que promovia global (Bisch, 2018). Mais tarde, em 1989, a responsabilidade de produção dos Eurocodigos foi transferida para o Comité Europeu de

Normalização (CEN), de forma que os Eurocodigos fossem reconhecidos como normas europeias. Entre 1994 e 1997 foram formulados alguns critérios experimentais, que após serem revistos e comentados pelos estados-membros, sofreram as devidas alterações dando origem às normas europeias (EN). No caso específico do EC8, este inclui disposições que englobam e complementam as normas EN 1990 a EN 1997 e ainda a EN1999. Alguns exemplos das inovações implementadas com a transição para EN foram a introdução de novas disposições relativas ao dimensionamento de fundações e elemento pré-fabricados, definição da ação sísmica com recurso à aceleração máxima a_{gR} em vez da aceleração nominal, distinção entre paredes dúcteis e paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado e a introdução de dois espectros de resposta padrão definidos em função da classificação do solo.

As disposições relacionadas com a regularidade foram amplamente debatidas durante a elaboração da EN, em particular o raio de torção utilizado na avaliação da regularidade em planta (Bisch, 2018). Houve uma tentativa de clarificar e simplificar a forma como o fenómeno de torção era abordado pelo código de forma a evitar imprecisões. A definição deste parâmetro embora de fácil compreensão é de quantificação complexa. Relativamente à regularidade em altura, a tentativa de simplificação resumiu-se à minimização da quantidade de critérios mantendo apenas os mais relevantes.

O EC8 é um documento que classifica as estruturas como regulares ou irregulares, apresentando diversos critérios que se podem agrupar em dois grandes grupos: regularidade em altura ou regularidade em planta. Em função das correspondentes classificações encontram-se previstas implicações do ponto de vista do projeto sísmico entre os quais a redução do coeficiente de comportamento, a definição do tipo de modelo estrutural e ainda limitações ao nível do método de análise permitido.

Quadro 5.1. - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico (CEN, 2010a)

Regularidade		Simplificações admitidas		Coeficiente de Comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	(para a análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral ^{a)}	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial ^{b)}	Força lateral ^{a)}	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

^{a)} Este tipo de análise poderá ser aplicado aos edifícios cuja resposta não seja significativamente afetada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados que o modo fundamental em cada direção principal. Este requisito considera-se satisfeito caso os períodos de vibração fundamentais T_1 nas duas direções principais sejam inferiores aos seguintes valores:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0s \end{cases} \quad (5.1.)$$

b) Em função da classe de importância do edifício, poderá efetuar-se uma análise elástica linear utilizando dois modelos planos, um para cada direção horizontal principal, mesmo que os critérios de regularidade em planta não sejam satisfeitos, desde que sejam satisfeitas todas as seguintes condições especiais de regularidade:

- o edifício deve ter elementos de fachada e de divisória bem distribuídos e relativamente rígidos;
- a altura do edifício não deve ser superior a 10 m;
- a rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que se possa admitir um comportamento rígido dos diafragmas;
- os centros de rigidez lateral e de massa devem cada um estar aproximadamente numa linha vertical e satisfazer as seguintes condições nas duas direções horizontais de análise:

$$r_x^2 > l_s^2 + e_{0x}^2 \quad (5.2.)$$

$$r_y^2 > l_s^2 + e_{0y}^2 \quad (5.3.)$$

O raio de giração l_s , os raios de torção r_x e r_y e as excentricidades e_{0x} e e_{0y} são definidos numa fase posterior deste capítulo

Para que um edifício seja classificado como regular em planta, deve satisfazer todas as condições indicadas nos parágrafos seguintes (CEN, 2010a):

- No que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais;
- A configuração em planta deve ser compacta, isto é, deve ser delimitada, em cada piso, por uma linha poligonal convexa. Se existirem recuos em relação a essa linha (ângulos reentrantes ou bordos recuados), poderá considerar-se que existe regularidade em planta se esses recuos não afetarem a rigidez do piso no plano e se, para cada um deles, a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa que o envolve não é superior a 5 % da área do piso;
- A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição das forças entre os elementos. Assim, as formas L, C, H, I e X em planta deverão ser cuidadosamente examinadas, em particular no que diz respeito à rigidez dos ramos laterais salientes, que deverá ser comparável à da parte central, de forma a satisfazer a condição de diafragma rígido. Para efeitos do comportamento global do edifício, deverá ser considerada a aplicação deste parágrafo.
- A esbelteza $\lambda = L_{máx}/L_{min}$ do edifício em planta não deve ser superior a 4, em que $L_{máx}$ e L_{min} são, respetivamente, a maior e a menor dimensão em planta do edifício, medidas em direções ortogonais;
- A cada nível e para cada direção de cálculo X e Y, a excentricidade estrutural e_0 e o raio de torção r devem verificar as condições seguintes (expressas para a direção Y):

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (5.4.)$$

$$r_x \geq l_x \quad (5.5.)$$

em que:

e_{0x} corresponde à distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção x, perpendicular à direção de cálculo considerada;

r_x é a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y (“raio de torção”);

l_x é o raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e a massa do piso).

O centro de rigidez e o raio de torção podem ser determinados de acordo com as seguintes abordagens:

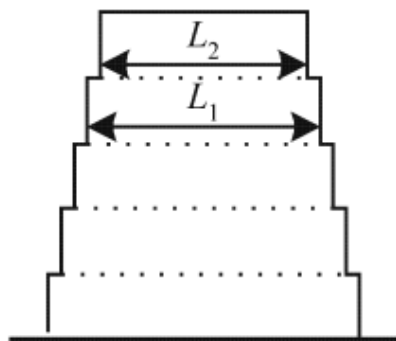
- Em edifícios de um só piso, o centro de rigidez é definido como o centro de rigidez lateral de todos os elementos sísmicos primários. O raio de torção r é definido como a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção global em relação ao centro de rigidez lateral e a rigidez lateral global numa direção, tendo em conta todos os elementos sísmicos primários nessa direção;
- Nos edifícios com vários pisos, só são possíveis definições aproximadas do centro de rigidez e do raio de torção. Para a classificação da regularidade estrutural em planta e para a análise aproximada dos efeitos de torção, é possível uma definição simplificada se forem satisfeitas as duas condições seguintes:
 - a) todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício;
 - b) as deformações de cada sistema devidas a cargas horizontais não são muito diferentes. Esta condição poderá considerar-se satisfeita no caso de sistemas porticados e de sistemas de paredes. Em geral, esta condição não é satisfeita em sistemas mistos.
- Em pórticos e em sistemas de paredes esbeltas com deformações por flexão predominantes, poderá calcular-se a posição dos centros de rigidez e dos raios de torção de todos os pisos como os associados aos momentos de inércia das secções transversais dos elementos verticais. Se, além das deformações por flexão, as deformações por esforço transversal também forem significativas, estas poderão ser tidas em conta através de um momento de inércia equivalente da secção.

Um edifício classificado como regular em altura deve satisfazer todas as condições indicadas nos parágrafos seguintes (CEN, 2010a):

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

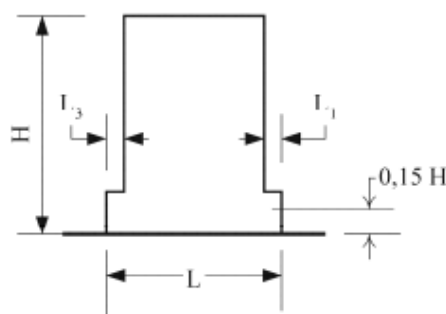
- Quando a construção apresenta recuos aplicam-se as seguintes condições adicionais:
 - a) no caso de sucessivos recuos que mantêm uma simetria axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20 % da dimensão em planta do nível inferior na direção do recuo (Fig.5.1. (a) e (b));
 - b) no caso de um único recuo localizado nos 15 % inferiores da altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 50 % da dimensão em planta do nível inferior (Fig.5.1. (c)). Neste caso, a estrutura da zona inferior situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores deverá ser calculada para resistir a, pelo menos, 75% da força horizontal que atuaria a esse nível num edifício semelhante sem alargamento da base;
 - c) no caso de recuos não simétricos, a soma, em cada lado, dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30 % da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida, e cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do nível inferior (Fig.5.1. (d)).

(a)



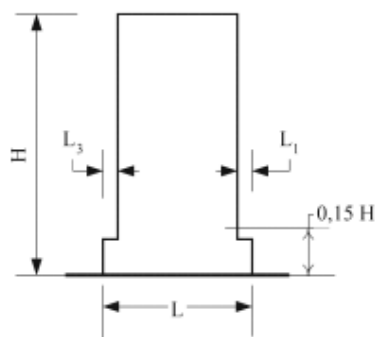
Critério para (a): $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$

(b) (o recuo localiza-se acima de 0,15H)



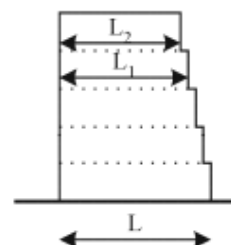
Critério para (b): $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$

(c) (o recuo localiza-se abaixo de 0,15H)



Critério para (c): $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$

(d)



Critério para (d): $\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$$

Fig.5.1. – Critérios de regularidade dos edifícios com recuos (CEN, 2010a)

Os critérios de regularidade mencionados devem ser assumidos como condições necessárias, ou seja, deve verificar-se que a regularidade admitida não é alterada por outras características não incluídas nestes critérios.

Para os edifícios irregulares em altura, deverá se considerada uma redução de 20% do valor básico do coeficiente de comportamento.

Tal como referido anteriormente, os elementos não estruturais influenciam o comportamento sísmico de um edifício e, por este motivo, o EC8 apresenta algumas disposições referentes às irregularidades devidas a enchimentos de alvenaria.

5.3. VERSÃO *DRAFT* DO EUROCÓDIGO 8 (EN 1998-1-2:2022)

Com a observação dos efeitos provocados por sismos recentes tem vindo a ser perceptível a necessidade de adaptação e constante atualização da regulamentação de forma a fazer face a efeitos anteriormente desconhecidos ou cobertos de forma incompleta pelas normas existentes. Nesse sentido tem vindo a ser desenvolvida uma nova versão do EC8, denominada *EC8 Draft*. Este documento prevê diversas modificações que têm como objetivo não só a inclusão de conhecimento inovador, mas também a simplificação da aplicação do código de forma a evitar interpretações erradas. De ponto de vista das irregularidades o alcance destes objetivos regulou-se pela tentativa de parametrização de alguns critérios e o acerto dos limites impostos, não se tendo verificado a introdução de novos critérios nem de novos fenómenos de irregularidade.

De seguida são apresentados os critérios de avaliação da regularidade em planta presentes na versão *draft* EC8. Além da descrição do critério são detalhadas as diferenças e semelhanças que esta versão tem com a versão atual:

- A configuração em planta deve ser compacta, isto é, deve ser delimitada, em cada piso, por uma linha poligonal convexa. Se existirem recuos em relação a essa linha (ângulos reentrantes ou bordos recuados), poderá considerar-se que existe regularidade em planta se esses recuos não afetarem a rigidez do piso no plano e se, para cada um deles, a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa que o envolve não é superior a 15 % da área do piso. Na versão atual é imposto um limite de 5% da área do piso.
- A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição das forças entre os elementos. O efeito pode ser considerado reduzido se as forças entre os elementos estruturais verticais não divergir mais do que 20% dos valores obtidos quando considerado um diafragma com rigidez infinita. Assim, as formas L, C, H, I e X em planta deverão ser cuidadosamente examinadas, em particular no que diz respeito à rigidez dos ramos laterais salientes, que deverá ser comparável à da parte central, de forma a satisfazer a condição de diafragma rígido.

Na versão atual este critério não se encontra quantificado, resultando a sua parametrização de um pressuposto de modelação análogo. A análise deste critério depende da rigidez do diafragma a qual pode ser avaliada em função da deformação do piso ou através das forças de corte que se desenvolvem. O pressuposto de modelação baseia-se na identificação das contribuições que a laje e os elementos verticais têm para a deformação do piso. Na presença de um diafragma rígido a laje não se deformaria e como tal a deformação do piso seria dominada pela deformação dos pilares e paredes. Já o critério da versão *draft* assenta na

variação das forças de corte entre elementos verticais. Quanto maior a deformação relativa maior as forças de corte que se desenvolvem e como tal este procedimento acaba por constituir uma forma simplificada para a avaliação da deformação. Conclui-se que apesar de as grandezas avaliadas serem distintas, os critérios apresentam fundamentos semelhantes. Do ponto de vista da quantificação, destaca-se ainda a alteração do valor limite de 10% para 20%;

- Para edifícios com estrutura primária localizada na fachada, a esbelteza $\lambda = L_{max}/L_{min}$ do edifício em planta não deve ser superior a 4, em que L_{max} e L_{min} são, respetivamente, a maior e a menor dimensão em planta do edifício, medidas em direções ortogonais. Além disso, a nova versão introduz uma nota adicional: caso o número de alinhamentos de estruturas sísmicas primárias perpendiculares ao maior lado do edifício seja superior a $0,5\lambda$, deixa de ser necessário o cumprimento desta condição. A título de exemplo são referidos os grandes pavilhões industriais, onde existem diversos pórticos paralelos entre si e perpendiculares à maior dimensão do edifício.
- O critério que lida com a distribuição simétrica da massa e da rigidez lateral encontra-se previsto e não sofre qualquer alteração comparativamente ao disposto na versão atual. O mesmo acontece para as condições referentes à excentricidade estrutural (e_0) e ao raio de torção (r). A determinação destas componentes encontra-se devidamente detalhada no Anexo B da versão *draft* sendo acompanhada por alguns desenhos e esquemas ilustrativos que facilitam o entendimento do cálculo;

Os parâmetros excentricidade estrutural e raio de torção, além de úteis à avaliação das irregularidades, são também fundamentais para a verificação da rigidez de torção mínima de um edifício. Na versão atual, edifícios que não respeitem esta condição são classificados como torsionalmente flexíveis, prevalecendo esta classificação sobre qualquer outra que tenha sido avaliada com base nas distribuições de resistência. Com a versão *draft*, o incumprimento da condição de rigidez de torção mínima deixa de ser visto como uma forma de classificação estrutural e passa a ser visto como uma propriedade da estrutura e, portanto, prevalece a classificação que tem por base as distribuições de resistência.

Relativamente à avaliação da regularidade em altura diz-se o seguinte:

- A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, não excedendo uma variação de 20% relativamente ao piso inferior, sem alterações bruscas, desde a base até pelo menos um piso abaixo do piso de topo. Critério aplicável à estrutura acima da fundação ou acima de uma cave rígida quando existente. Com a nova versão passa a existir uma medição da irregularidade, enquanto na versão atual é apenas exigida uma avaliação qualitativa.
- O rácio entre a resistência real do piso e a resistência necessária, obtida a partir da análise, não varia mais de 30% entre pisos adjacentes. Critério aplicável à estrutura acima da fundação ou acima de uma cave rígida quando existente. À semelhança de outros critérios, a nova versão impõe um valor limite. Além disso, o critério deixa de ser particularizado para sistemas porticados mas mantém a referência para encontros de alvenaria.
- No que refere à continuidade dos elementos verticais não se verifica qualquer modificação;
- A avaliação da geometria e dimensão dos recuos e avanços que se verificam em altura deixa de ser necessária e consequentemente este requisito de classificação é eliminado;

Para finalizar o estudo da versão *draft* importa analisar de que forma as irregularidades e o sistema estrutural são considerados na determinação do coeficiente de comportamento. O seu cálculo resulta do produto de três componentes: fator que tem em conta a capacidade de deformação e de dissipação de energia (q_D), fator que tem em conta a sobre-resistência devida à redistribuição sísmica (q_R) e fator que tem em conta a sobre-resistência devida a outras fontes (q_S). Os fatores q_R e q_D são definidos em função do tipo de sistema estrutural e da classe de ductilidade pretendida e q_S é sempre 1,5. No caso de edifícios torsionalmente flexíveis o fator de comportamento deve ser reduzido em 20% desde que o fator resultante não seja menor do que o valor mínimo q_S . O mesmo se aplica caso o edifício seja irregular em altura (aspeto que se mantém da versão atual).

Importa ainda referir que na nova versão são adotadas diferentes classes de ductilidade (DC1, DC2 e DC3) que não apresentam correspondência direta com as classes da atual versão: as classes DC1 e DC3 são aproximadamente equivalentes às classes DCL e DCM, respetivamente, e consequentemente DC2 pode ser vista como uma classe intermédia. A classe DCH não tem correspondência e deixa de ser considerada devido à sua escassa utilização.

5.4. NORMA DOS ESTADOS UNIDOS DA AMÉRICA - MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES (ASCE/SEI 7 -16)

A abordagem americana das irregularidades é antecedida pela classificação da estrutura relativamente à sua categoria de dimensionamento sísmico (Seismic Design Category, SDC). Uma SDC consiste numa classificação que tem por base a perigosidade e exposição do local onde uma estrutura se insere. Depende por isso da categoria de risco e do espetro de resposta que caracteriza a ação sísmica.

A categoria de risco apresenta um significado análogo ao fator de importância dos códigos europeus, sendo avaliada segundo quatro graus. Esses graus caracterizam-se da seguinte forma segundo a American Society of Civil Engineers (ASCE, 2016):

- Categoria de Risco I - Edifícios e outras estruturas que apresentem um risco reduzido para vida humana no caso de falha;
- Categoria de Risco II – Inclui todos os edifícios e estruturas que não sejam contemplados nas restantes categorias de risco;
- Categoria de Risco III – Edifícios e outras estruturas cuja falha constitui um risco substancial para a vida humana. Edifícios e outras estruturas não previstos na categoria de risco IV que apresentem potencial para provocar um impacto económico substancial e uma perturbação em massa do dia-a-dia da vida civil, ou que contenham materiais tóxicos e explosivos que excedem os limites impostos pelas autoridades competentes podendo assim, no caso de libertados, constituir uma ameaça pública.
- Categoria de Risco IV – Edifícios e outras estruturas essenciais para a vida humana. Edifícios e outras estruturas que constituem uma grande ameaça para a vida humana. Por exemplo, estruturas que contenham material tóxico e explosivo, cuja quantidade excede os limites impostos e cuja libertação constitui uma ameaça pública. Incluem-se também estruturas necessárias para manter a funcionalidade de outras estruturas de categoria de risco IV, como por exemplo estruturas adjacentes, especialmente no caso de se localizarem em áreas urbanas com elevada densidade de construção.

À semelhança das restantes normas, para a determinação do espectro de resposta de projeto é importante, para além da definição da categoria de risco, a identificação dos parâmetros de aceleração do local, e a respetiva classificação do solo. No caso americano, a classificação do solo apresenta seis classes, que variam gradualmente entre A, correspondente a rocha dura, e F, correspondente a solos argilosos moles que requerem análise da resposta *in situ*.

A definição do espectro é útil à determinação de duas grandezas essenciais para a seleção de uma categoria sísmica adequada (Quadros 5.2. e 5.3.): aceleração de resposta espectral para períodos curtos (S_{DS}) e a aceleração de resposta espectral para períodos de 1s (S_{D1}).

De seguida são apresentadas breves descrições dos edifícios de cada categoria (de acordo com (Lima A. , 2020)), acompanhadas pela classificação que se espera obter segundo a escala de *Mercalli* modificada aquando da passagem de um sismo. Esta correlação é uma sugestão do (ASCE, 2016) e tem inerente uma grande subjetividade, estando dependente da abordagem numérica considerada.

- Categoria sísmica A - edifícios localizados em áreas onde se espera pouca atividade sísmica e com bom solo. Escala de *Mercalli* Modificada (EMM): Sem dano significativo (Grau V);
- Categoria sísmica B – constituída por edifícios pertencentes ao tipo de ocupação I, II ou III onde se espera que a atividade sísmica seja moderada, localizada sobre solo estratificado constituído por bons e maus solos. EMM: Pequeno dano não estrutural (Grau VI);
- Categoria sísmica C – engloba edifícios classificados com categoria de risco IV onde se espera que a atividade sísmica seja moderada, e edifícios com ocupação do tipo I, II ou III em que se espera que a atividade sísmica seja mais severa. EMM: Perigoso dano não estrutural (Grau VII)
- Categoria sísmica D - corresponde a edifícios localizados em áreas onde se espera que experimentem ação sísmica severa e destrutiva, mas que se localizam suficientemente longe de uma grande falha. EMM: Perigoso dano em estruturas suscetíveis (Grau VIII)
- Categoria sísmica E – engloba os edifícios pertencentes às categorias de risco I, II ou III próximos de grandes falhas ativas. EMM: Perigoso dano em estruturas robustas (Grau IX)
- Categoria sísmica F - edifícios pertencentes ao tipo de ocupação IV próximos de grandes falhas ativas. Não se encontra a definida a correlação com a EMM.

Quadro 5.2. – Categoria de dimensionamento sísmico baseada na aceleração de resposta espectral para períodos curtos (ASCE, 2016)

Valor de S_{DS}	Categoria de Risco	
	I ou II ou III	IV
$S_{DS} \leq 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Quadro 5.3. - Categoria de dimensionamento sísmico baseada na aceleração de resposta espectral para períodos de 1s (ASCE, 2016)

Valor de S_{D1}	Categoria de Risco	
	I ou II ou III	IV
$S_{D1} \leq 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

NOTA: Caso o parâmetro de aceleração espectral de resposta para período de 1s seja maior ou igual a 0,75 dever-se-á considerar a seguinte classificação:

- Categoria de dimensionamento sísmico E para edifícios de categoria de risco I, II ou III;
- Categoria de dimensionamento sísmico F para edifícios de categoria de risco IV;

Esta classificação é vantajosa por dois motivos: permite uma simplificação e padronização da regulamentação e permite a definição de parâmetros cuja evolução não é contínua ou proporcional. Para cada classe é possível agrupar requisitos e definir expressões ou valores independentes entre si (por patamares ou ramos).

O código americano divide as irregularidades em horizontais (planta) e verticais (altura). De acordo com o (ASCE, 2016) uma estrutura pode apresentar as seguintes irregularidades:

- Irregularidade de torção – existe quando o *drift* máximo de um piso, incluindo a torção accidental, avaliado na extremidade numa direção transversal a um eixo é maior do que 1,2 vezes a média dos *drifts* do piso nas duas extremidades da estrutura.
- Irregularidade de torção extrema – existe quando o *drift* máximo de um piso, incluindo a torção accidental, avaliação na extremidade numa direção transversal a um eixo é maior do que 1,4 vezes a média dos *drifts* do piso nas duas extremidades da estrutura.
- Irregularidade de cantos reentrantes – existe quando ambas as projeções planas de uma estrutura além do canto reentrante são maiores do que 15% da dimensão plana da estrutura na direção estudada. De uma forma mais simplificada, refere-se que para uma mesma direção, a relação entre as dimensões da reentrância retangular que origina o canto e as dimensões da projeção do piso, isto é, da configuração retangular que resultaria caso não fosse retirada a parcela referente ao canto, deve ser inferior ao limite imposto;
- Descontinuidade do diafragma – existe quando o diafragma apresenta aberturas maiores do que 50% da sua área bruta fechada ou uma variação da rigidez efetiva superior a 50% entre pisos;
- Irregularidade de desvio fora do plano – presente sempre que ocorra uma descontinuidade no caminho lateral resistente das forças devido ao transporte de um elemento estrutural para outra posição.

- Irregularidade de sistema não paralelo – definido como existente sempre que os elementos verticais resistentes às forças laterais não são paralelos aos eixos ortogonais principais do sistema sísmico resistente.

As irregularidades em altura incluem:

- Irregularidade *soft-storey* – existe quando um piso apresenta rigidez lateral inferior a 70% da rigidez do piso adjacente superior ou 80% da rigidez média dos três pisos acima do piso em estudo;
- Irregularidade *soft-storey* extrema - existe quando um piso apresenta rigidez lateral inferior a 60% da rigidez do piso adjacente superior ou 70% da rigidez média dos três pisos acima do piso em estudo;
- Irregularidade de massa – existe sempre que a massa efetiva de um piso é superior a 150% da massa efetiva de um piso adjacente. Telhados mais leves do que o piso de topo não necessitam de ser considerados.
- Irregularidade geométrica vertical – verifica-se se, para uma dada direção, a dimensão horizontal dos elementos laterais resistentes de um piso é maior do que 130% da dimensão equivalente de um piso adjacente;
- Irregularidade de *weak-storey* – presente em pisos cuja resistência lateral é inferior a 80% da resistência do piso imediatamente superior. A resistência do piso é dada pela resistência lateral de todos os elementos estruturais que contribuem para a resistência de corte na direção considerada.
- Irregularidade de *weak-storey* extrema – presente em pisos cuja resistência lateral é inferior a 65% da resistência do piso imediatamente superior.

De acordo com o código americano, a avaliação das irregularidades que lidam com as distribuições de rigidez (*soft-storey*) e de massa em altura pode ser omitida desde que se verifique pelo menos uma das seguintes condições:

- Nenhum dos pisos do edifício apresenta um *drift* superior a 130% do *drift* do piso imediatamente acima. Para o cálculo dos *drifts* não é necessária a inclusão dos efeitos torsionais;
- O edifício é constituído por um único piso;
- O edifício é constituído por dois pisos e é dimensionado para SDC B, C ou D;

Devido às diversas deficiências que os sistemas irregulares imprimem no comportamento estrutural, o (ASCE, 2016) elenca um conjunto de limitações e requisitos que devem ser respeitados. Estas limitações têm por base eventos sísmicos passados onde se observou o potencial de acumulação elástica de certas partes da estrutura (ASCE, 2016). Para as classes E e F são proibidas a irregularidade torsional extrema (em planta) e as irregularidades verticais de *weak-storey* (normal e extrema) e de *soft-storey* extremo. No caso da classe D, apenas é proibida a irregularidade de *weak-storey* extrema. Relativamente a esta irregularidade é ainda referido que edifícios que a apresentem devem possuir não mais do que dois pisos e uma altura inferior a 9m.

Em situações onde não seja prevista a proibição de irregularidades, o código introduz medidas que permitem um agravamento da ação de projeto entre as quais as seguintes:

- Edifícios com descontinuidades no diafragma ou no sistema vertical devem ser dimensionados para uma ação sísmica que tenha em conta os efeitos de sobrerresistência, particularmente ao nível das ligações entre os elementos descontínuos e os que lhes servem de apoio;
- Edifícios classificados com SDC D, E ou F que evidenciem irregularidade qualquer irregularidade horizontal que não a de sistemas não paralelos devem ter as suas ligações dimensionadas para uma ação sísmica 25% superior. Este requisito deixa de ser necessário caso os efeitos de sobrerresistência sejam incluídos.

O objetivo destas medidas passa pela simulação do efeito danoso que as irregularidades têm sobre o comportamento estrutural. A compreensão destes efeitos é habitualmente auxiliada pela construção de modelos de cálculo que podem ser mais ou menos complexos. No caso de edifícios irregulares em planta devem ser utilizadas representações tridimensionais.

Do ponto de vista do tipo de análise permitido, verifica-se que apenas a aplicabilidade do método das forças laterais equivalentes se encontra condicionada. Este métodos só poderá ser aplicado em edifícios pertencentes às categorias D, E ou F e que apresentem pelo menos uma das características referidas:

- Edifícios de categoria de risco I ou II que não excedam dois pisos acima da base;
- Estruturas leves;
- Estruturas regulares que não excedem os 48,8m de altura estrutural;
- Estruturas regulares com mais de 48,8m de altura estrutural e $T < 3,5T_s$;
- Estruturas que não excedem os 48,8m de altura estrutural e que apresentam pelo menos uma das irregularidades horizontais e verticais permitidas. Das irregularidades permitidas excluem-se irregularidades horizontais torsionais (normal e extrema) e irregularidades verticais geométricas, de massa e *soft-storey* (normal e extrema).

5.5. NORMA TURCA – TURKISH BUILDING SEISMIC CODE (AFAD,2018)

A Turquia é um país localizado numa zona sísmicamente ativa cuja observação local dos efeitos sísmicos tem motivado uma constante evolução da sua regulamentação ao longo do tempo. A primeira regulamentação sísmica produzida pelos turcos resultou de uma adaptação da regulamentação sísmica italiana em 1940, tendo se seguido o desenvolvimento e revisão de outros documentos que acompanharam os sucessivos avanços sociais e tecnológicos. Ao longo da história, a elaboração de um novo documento foi frequentemente antecedida por um evento sísmico de grande magnitude e impacto.

O episódio mais recente dessa evolução foi em 18 de março de 2018 com a produção do Turkish Building Earthquake Code 2018 (AFAD, 2018), documento que teve como base o Turkish Building Earthquake Code 2017 (AFAD, 2007). De acordo com (Güler & Celep, 2020), as principais modificações introduzidas pelo novo código foram:

- Inclusão de um novo e extenso capítulo focado nos efeitos sísmicos, onde são definidos espectros de aceleração para o movimento horizontal e para o movimento vertical, de forma independente e semelhante ao definido na norma americana;
- Inclusão de quatro níveis sísmicos (DD-1, DD-2, DD-3 e DD-4);

- Inclusão de múltiplos estados de performance para arranha-céus e edifícios socialmente importantes;
- Inclusão de valores de projeto para pressões últimas do solo e utilização de cargas majoradas no dimensionamento de fundações;
- Inclusão de secções específicas para elementos não estruturais, edifícios de elevada altura (arranha-céus), edifícios sísmicamente isolados, estruturas leves de aço, entre outros;
- Inclusão de avaliações, dimensionamento e análises baseadas em deformações não lineares para edifícios socialmente importantes;
- Inclusão do fator de sobre-resistência e uso detalhado da capacidade de projeto;
- Inclusão de limites de deslocamento dependendo da ligação entre paredes divisórias e elementos estruturais.

Com a nova versão, a definição do espectro sísmico sofreu uma grande revolução. Os coeficientes de aceleração local passaram a ser distinguidos para ações de curta e longa duração e passou a ser utilizada uma nova escala de classificação do solo (agora com seis classes). Destaca-se ainda a introdução do conceito de categoria de dimensionamento sísmico (com a sigla DTS em turco), o qual é análogo ao definido na norma americana e cuja definição assenta no grau de importância da estrutura, nas propriedades geotécnicas do solo e na sismicidade local. Uma DTS apresenta quatro graus e oito classificações possíveis sendo as classificações 1 e 1a as mais gravosas. Este conceito apresenta particular relevância na identificação das limitações e consequências do incumprimento dos requisitos de regularidade.

A (AFAD, 2018) apresenta uma extensa lista de estruturas correntes com diferentes graus de ductilidade, sistemas estruturais e materiais. Para cada uma delas são caracterizados três parâmetros: fator de comportamento (R), coeficiente de sobre-resistência (D) e classe de altura do edifício (BYS). Este último é condicionado pela presença de irregularidades e trata-se de uma categorização que, articulada com a DTS atribuída, permite definir as alturas mínima e máxima que o edifício pode ter. Importa notar que edifícios com diferentes sistemas estruturais que apresentem iguais classificações de BYS e DTS, admitem as mesmas alturas limite. Quanto menor a classificação BYS maior a altura limite do edifício.

As irregularidades previstas no (AFAD, 2018) dividem-se em irregularidades em planta e em altura. De acordo com este regulamento são previstas as seguintes irregularidades em planta:

- Irregularidade torsional – verifica-se sempre que, para uma das duas direções ortogonais, o rácio entre os *drifts* máximo e médio de um mesmo piso apresenta um valor superior a 1,2. Este rácio é designado de coeficiente de torção (η_{bi}) (Fig.22);

$$\Delta i_{med} = \frac{\Delta i_{max} + \Delta i_{min}}{2} \quad (5.6.)$$

$$\eta_{bi} = \frac{\Delta i_{max}}{\Delta i_{med}} > 1.20 \quad (5.7.)$$

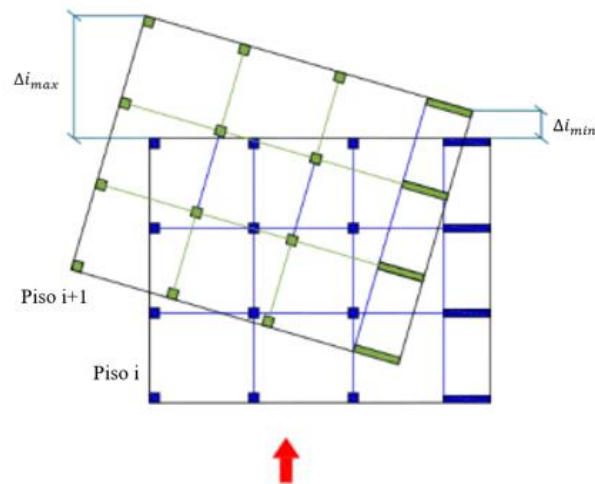


Fig.5.2. - Irregularidade torsional: identificação das grandezas a avaliar
(adaptado de (Inan & Korkmaz, 2011))

- Descontinuidade do Piso – existe em qualquer laje que apresente:
 - a) Um rácio entre a área bruta do piso e a área de descontinuidades (A_b) maior do que $1/3$. A área de descontinuidades é igual á soma da área de cada descontinuidade, incluindo escadas e poços de elevadores;
 - b) Aberturas que comprometem a transmissão de cargas sísmicas, as quais não podem ser transferidas com segurança para os elementos do sistema transportador vertical;
 - c) Diminuições repentinas da rigidez no plano e da resistência da laje.

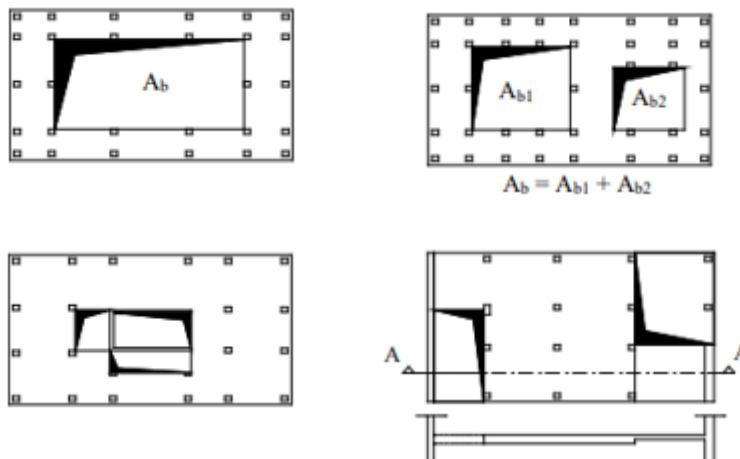


Fig.5.3. - Descontinuidade do piso: exemplos do caso a) nas duas figuras superiores e dos casos b) e c) nas figuras inferiores à esquerda e à direita, respetivamente
(adaptado de (AFAD, 2018))

- Geometria com cantos reentrantes – existe quando a dimensão da reentrância (ou do recuo) é superior a 20% da dimensão plana da projeção retangular ou convexa, considerando a mesma direção principal (Fig.5.4.).

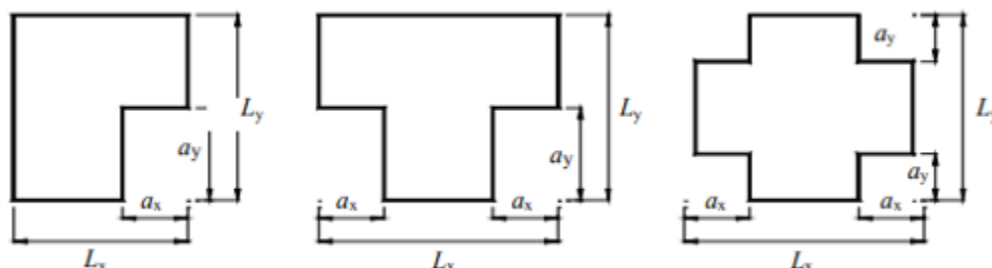


Fig.5.4. - Geometria com cantos reentrantes: exemplos de recuos e identificação das dimensões relevantes para análise (AFAD, 2018)

Relativamente às irregularidades verticais, a (AFAD, 2018) refere o seguinte:

- Irregularidade *Weak-Storey* – considerando um edifício de betão armado com duas direções principais ortogonais, admite-se a existência desta irregularidade caso, para uma determinada direção, a razão entre a área efetiva de corte de um qualquer piso e a área efetiva de corte do piso acima seja inferior a 0,8. Este quociente é geralmente designado por fator de irregularidade de resistência (η_{ci}), sendo abaixo apresentado o seu procedimento de cálculo:

$$\eta_{ci} = \frac{(\sum A_c)_i}{(\sum A_c)_{i+1}} < 0,80 \quad (5.8.)$$

$$(\sum A_c)_i = (\sum A_w)_i + (\sum A_g)_i + (0,15 \sum A_k)_i \quad (5.9.)$$

em que:

$(\sum A_c)_i$ corresponde à soma das áreas efetivas das almas das secções transversais dos pilares, para o i-ésimo piso;

$(\sum A_w)_i$ corresponde à soma das áreas de secção de elementos estruturais com comportamento semelhante a parede para a direção sísmica considerada, para o i-ésimo piso;

$(\sum A_k)_i$ corresponde à soma das áreas de parede com enchimento em alvenaria (excluindo áreas de aberturas) para uma direção paralela à direção sísmica em estudo, para o i-ésimo piso.

- Irregularidade *soft-storey* - considera-se que esta irregularidade existe quando a razão entre o *drift* médio normalizado de um piso e o *drift* médio normalizado de um dos pisos adjacentes (acima ou abaixo) é superior a 2,0. Por *drift* normalizado entende-se o quociente entre o *drift* médio de um piso e a respetiva altura. (Fig.5.5.).

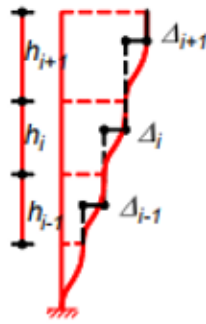


Fig.5.5 - *Drift* de um piso e clarificação da terminologia adotada (Güler & Celep, 2020)

$$\eta_{ki} = \frac{\Delta_i/h_i}{\Delta_{i\pm 1}/h_{i\pm 1}} > 2,0 \quad (5.10.)$$

- Descontinuidade de elementos verticais do sistema estrutural - ocorre em situações em que parte dos elementos verticais resistentes são removidos de certos pisos. Dessa alteração resulta o apoio de pilares sobre vigas ou de paredes estruturais sobre pilares e vigas (Fig.5.6.).

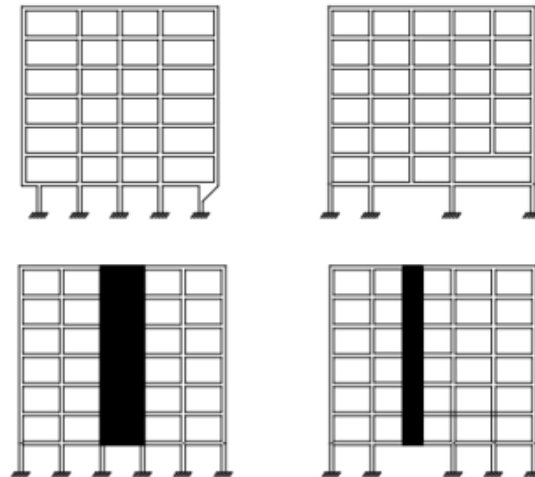


Fig.5.6. - Exemplos de descontinuidade de elementos verticais (AFAD, 2018)

Na norma turca é apresentado um subcapítulo focado na identificação das consequências de dimensionamento a considerar para edifícios irregulares.

No que diz respeito aos métodos de análise permitidos, apenas as irregularidades torsionais e *soft-storey* apresentam um papel condicionante. De entre os métodos de análise linear, verifica-se que o método de sobreposição modal pode ser utilizado em qualquer tipo de edifício enquanto o método da

força equivalente só pode ser utilizado caso se verifiquem as condições expressas no Quadro 5.4. Métodos de análise no domínio do tempo também não apresentam qualquer restrição.

Quadro 5.4. - Condições para a utilização do método da força equivalente (adaptado de (AFAD, 2018))

Tipo de Construção	Classe de altura admissível (BYS)	
	DTS = 1, 1a, 2, 2a	DTS = 3, 3a, 4, 4a
Edifícios que não apresentem irregularidade <i>soft-storey</i> e cujo coeficiente de torção satisfaz a condição $\eta_{bi} \leq 2.0$ para cada piso	BYS ≥ 4	BYS ≥ 5
Todos os restantes edifícios	BYS ≥ 5	BYS ≥ 6

Em edifícios com cantos reentrantes, descontinuidades nos pisos e forças sísmicas elevadas devem ser considerados modelos de elementos finitos bidimensionais (tipo casca ou membrana). Isto permite avaliar a capacidade que os sistemas horizontais têm para, de forma segura e adequada, transferir e distribuir as forças sísmicas pelo sistema de transporte vertical.

Nas situações de *weak-storey*, se a área de paredes de enchimento do *i*-ésimo andar for superior à do piso imediatamente superior, então as paredes de enchimento não devem ser tidas em conta no cálculo de η_{ci} . Se $(\eta_{ci})_{\min}$ estiver entre 0,6 e 0,8 o fator de comportamento estrutural (*R*) deve ser multiplicado por 1,25 $(\eta_{ci})_{\min}$ e aplicado ao edifício em ambas as direções. É proibida a utilização de $(\eta_{ci})_{\min}$ inferior a 0,6, pelo que nestas situações a rigidez e resistência do piso fraco deve ser aumentada e a análise sísmica deve ser repetida.

Por fim são apresentadas algumas considerações relativas à descontinuidade do sistema vertical:

- É proibida a existência de pilares apoiados em vigas em consola ou em zonas de reforço de pilares inferiores.
- No caso de pilares apoiados em vigas com apoios em ambas as extremidades, é suficiente o cálculo da ação sísmica vertical de acordo com a DTS atribuída e as restantes condições descritas na clausula 4.4.3 da própria norma.
- É proibido o apoio de paredes estruturais de pisos sobre pilares.
- É proibido o apoio de paredes estruturais sobre o vão de vigas de qualquer piso do edifício.

Importa referir que a norma turca apresenta um conjunto de anexos que permitem uma melhor implementação e compreensão de partes relevantes do código, incluindo eventualmente alguns requisitos não obrigatórios (Güler & Celep, 2020). Anexado ao capítulo das irregularidades surge um conjunto de informação que faz referência aos princípios básicos de conceção que devem ser considerados no projeto.

6

EFEITOS DAS IRREGULARIDADES SÍSMICAS: ESTUDO COMPARATIVO

6.1. INTRODUÇÃO

De forma a avaliar os efeitos que as irregularidades produzem sobre os edifícios foram considerados dois modelos: um irregular e um regular. O modelo irregular foi modelado com base num projeto real cuja descrição será posteriormente apresenta. Já o modelo regular resultou da tentativa de transformação do edifício inicial, sem que a possibilidade comparativa se perdesse.

Para cada um deles foram consideradas três etapas: avaliação da regularidade, verificação de requisitos sísmicos e dimensionamento de alguns elementos estruturais. As ferramentas utilizadas são apresentadas adiante, no início de cada fase.

6.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO E AÇÕES

6.2.1. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

O projeto em estudo consiste num edifício de habitação localizado no Porto com uma área de implantação de cerca de 1840m². A sua geometria em planta é semelhante a um L e, além disso, apresenta diversos recuos em altura (mais especificamente nos pisos 1, 4 e 6).

O edifício apresenta sete pisos acima do solo (incluindo a cobertura) e uma altura total de 21,15m: o primeiro piso com um pé direito de 3,45m e os restantes com uma altura entre pisos de 2,85m. Para o efeito da presente dissertação não foi considerada a existência de caves. Os acessos verticais são contínuos até ao topo do edifício e são constituídos por quatro caixas de escadas e três caixas de elevador, que se encontram distribuídas em planta.

Do ponto de vista estrutural, trata-se de uma estrutura de betão constituída por núcleos, pilares e um sistema de laje fungiforme maciça. Em anexo são apresentadas as plantas estruturais de cada piso, onde se incluem as respetivas secções e a identificação dos elementos que serão objeto de análise.

Os materiais a aplicar na execução da obra são betão de classe C40/50 para núcleos e pilares, betão de classe C30/40 para lajes e armadura ordinária de aço A500NR. Para o projeto sísmico foi considerada uma classe de ductilidade DCM definida no EC8.

6.2.2. AÇÃO VERTICAL

Para a definição das ações verticais foram consideradas cargas permanentes e cargas variáveis.

As cargas permanentes incluem o peso próprio da estrutura e as restantes cargas permanentes. As restantes cargas permanentes dizem respeito ao peso de revestimentos e isolamentos, divisórias, enchimentos, tetos falsos, paredes de fachada e caixilharias e outros elementos de fachada. Para a consideração dos elementos anteriores foram utilizadas as seguintes cargas:

- Revestimentos e paredes divisórias..... 3,5 kN/m²
- Paredes de Fachada 2,0 kN/m

O peso próprio foi calculado automaticamente através do modelo de cálculo elaborado em *SAP2000*.

As cargas variáveis foram definidas para uma categoria de utilização A de acordo com o Eurocodigo1:

- Áreas destinadas a uso habitacional..... 2,0 kN/m²
- Cobertura em terraço acessível 2,0 kN/m²
- Cobertura em terraço não acessível 1,0 kN/m²
- Escadas..... 3,0 kN/m²

Importa ainda referir que, por uma questão de simplificação, as escadas não foram modeladas. Nesse sentido, ao nível dos núcleos, foi considerada a atuação de cargas verticais equivalentes que pretendem simular o efeito do peso próprio, revestimentos e sobrecargas das escadas e cujo cálculo resultou da compreensão do funcionamento das caixas de escadas (o que difere consoante a presença de dois ou quatro patamares).

6.2.3. AÇÃO HORIZONTAL

6.2.3.1. Ação do Vento

Para a definição da ação do vento foram seguidos os critérios e procedimentos da NP EN 1991-1-4. Tendo em conta as classificações apresentadas pelo mesmo, é possível afirmar que o projeto em estudo se localiza numa zona do tipo A e será construído sobre um terreno do tipo III.

6.2.3.2. Ação Sísmica

A quantificação da ação sísmica foi realizada com recurso ao EC8. Tendo em conta a informação geotécnica fornecida, foi considerado um terreno do tipo B e, uma vez que se trata de um edifício habitacional corrente, foi admitida uma classe de importância II. O edifício localiza-se no Porto e, portanto, pertence às zonas sísmicas do tipo 1.6 (sismos afastados) e 2.5 (sismos próximos). A partir destes elementos, foi possível definir os restantes valores necessários à definição dos espetros, os quais se encontram detalhados no Quadro 6.1..

O coeficiente de comportamento não se encontra especificado, uma vez que depende do tipo de sistema estrutural e da regularidade e estas características apenas serão avaliadas numa fase posterior. Importa, por isso, salientar que os espetros apresentados correspondem a espetros de resposta elástica e não de cálculo (Fig.6.1.).

Quadro 6.1. - Dados para a definição dos espetros

	Tipo 1	Tipo 2
Zona sísmica	1.6	2.5
a_{gR} (m/s²)	0,35	0,8
γ_I	1	1
$S_{m\acute{a}x}$	1,35	1,35
T_B (s)	0,1	0,1
T_C (s)	0,6	0,25
T_D (s)	2	2

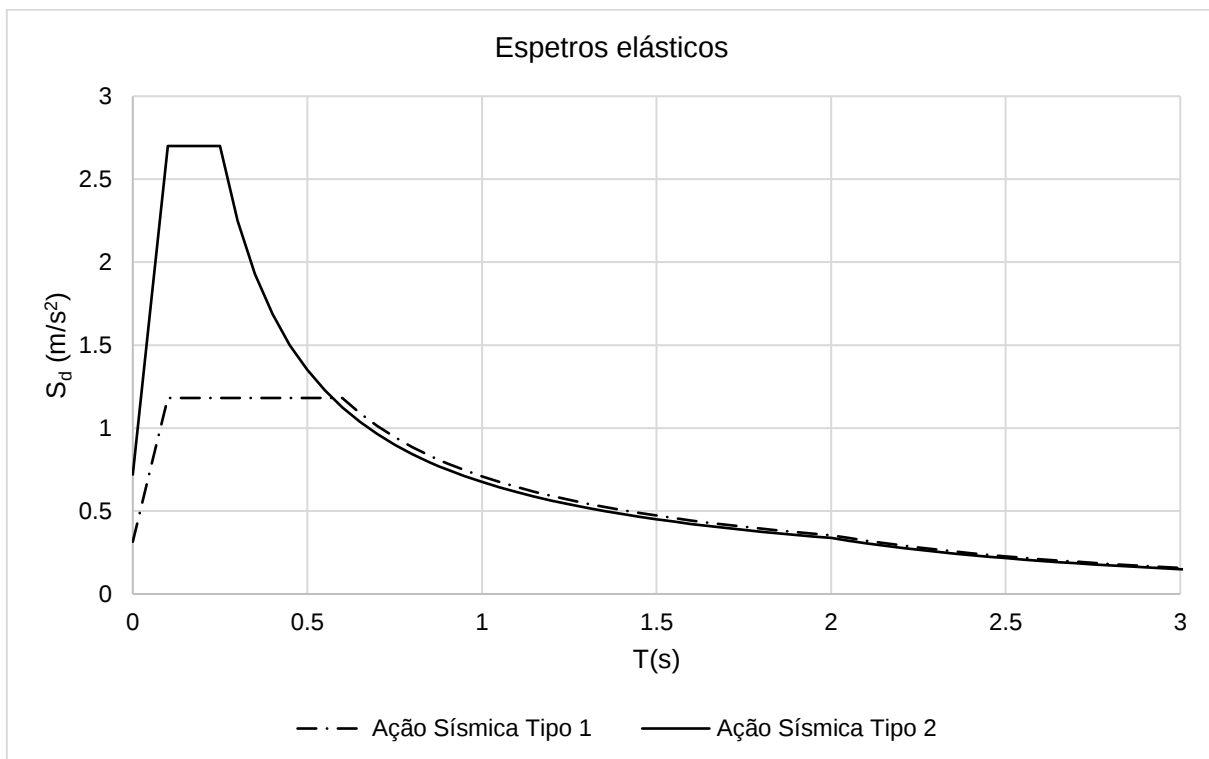


Fig.6.1. - Espetros elásticos para o edifício em estudo

6.2.3.3. Combinações

As combinações utilizadas para a caracterização dos estados limite último (ULS) e de utilização (SLS) são apresentadas no Anexo 2. As combinações sísmicas seguem o disposto no EC8 e para cada uma delas foi considerada a simultaneidade das componentes horizontais sísmicas, a qual foi incorporada mediante a combinação da ação sísmica da seguinte forma:

$$E_{Edx} + 0,30E_{Edy} \quad (6.1.)$$

$$0,30E_{Edx} + E_{Edy} \quad (6.2.)$$

em que:

E_{Edx} representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica, segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

E_{Edy} representa os esforços devidos à aplicação da mesma ação sísmica, segundo o eixo horizontal ortogonal y da estrutura.

Para a avaliação da massa que é sísmicamente mobilizada foi admitida a contribuição de todas as forças gravíticas. Para tal, foi utilizada a combinação quase permanente, considerando as correções sísmicas necessárias (equações 6.3. e 6.4.).

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.3.)$$

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (6.4.)$$

em que:

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

$Q_{k,i}$ é o valor característico da ação variável i;

$\psi_{E,i}$ é o coeficiente de combinação para ação variável i;

$\psi_{2,i}$ é o coeficiente para determinação do valor quase-permanente de uma ação variável;

φ é o coeficiente corretivo que depende do tipo de ocupação e das atividades que nele se apresentam.

Os fatores foram determinados em função da categoria de utilização do edifício (categoria A) e os respetivos valores são também indicados em anexo.

6.3. MODELAÇÃO

O estudo sísmico realizado teve por base a análise modal de um modelo tridimensional realizado em *SAP2000*. Estes modelos devem representar adequadamente a distribuição de rigidez e de massa, de modo que todos os modos de deformação significativos e as forças de inércia sejam devidamente representados para a ação sísmica considerada (CEN, 2010a). Nesse sentido, para que a validade dos resultados fosse garantida, foram considerados alguns aspetos de modelação entre os quais os seguintes:

- Os pilares foram modelados como elementos de barra, ao passo que as lajes e os núcleos foram modelados como elementos de casca. As escadas não foram modeladas;
- A malha de elementos finitos foi contruída manualmente (em *AutoCad*). Durante esse processo, houve a necessidade de compatibilização da malha horizontal (laje) com a malha vertical

(núcleos) e com os alinhamentos, estruturais e geométricos, existentes. Além disso, procurou-se que os elementos da malha fossem quadriláteros (geometria que garante uma maior estabilidade do processo) com dimensões semelhantes entre si (próximo de 1m de lado);

- Na base do edifício, os pilares são totalmente fixados (encastrados) e as paredes dos núcleos duplamente apoiadas (fixadas as translações nas direções horizontais);
- Foi desligada a rigidez de torção dos pilares pelo facto de esta ser desprezável e de forma a evitar possíveis atenuações de esforços por equilíbrio;
- No que refere ao modelo sísmico, houve a necessidade de reduzir o módulo de elasticidade elementos sísmicos primários para metade, de forma a incluir os efeitos de fendilhação;
- Para a definição da massa da estrutura foi considerada a combinação de massa sísmica (equação 6.3.)

6.4. PROCEDIMENTOS E SIMPLIFICAÇÕES

6.4.1. GERAL

Para a realização das diversas etapas deste estudo foram utilizados vários programas e ferramentas de cálculo que permitiram uma simplificação do processo de análise. O conjunto de pressupostos que serve de base a estas ferramentas deve ser identificado de forma a permitir a sua adequada compatibilização com as características de edifícios reais, como aquele que será o foco do presente estudo. De seguida, são apresentadas algumas das simplificações assumidas, bem como a clarificação de medidas, conceitos e elementos úteis à análise realizada:

- Direções de análise: o edifício em estudo apresenta uma forma irregular com alinhamentos de fachada que não são ortogonais entre si. Além disso, alguns dos elementos estruturais apresentam secções retangulares, orientadas de acordo com esses mesmos alinhamentos. De forma a ser possível a aplicação de processos simplificados, e pelo facto de os lados não ortogonais apresentarem inclinações bastante reduzidas, foi admitido que o edifício é constituído por uma geometria em “L” com todos os alinhamentos e elementos estruturais orientados de acordo com dois eixos principais ortogonais: direção X concordante com o maior lado do “L” e direção ortogonal Y concordante com o menor lado do “L”. Para o modelo regular, cuja geometria em planta é aproximadamente retangular, foram considerados eixos equivalentes, com a direção X coincidente com o lado maior e a direção ortogonal Y paralela ao lado menor.
- Sistema de coordenadas: para a avaliação de alguns critérios foi necessário conhecer a localização dos elementos estruturais. Nesse sentido foi adotado um sistema de coordenadas coincidente com as direções de análise e cuja origem se situa ao nível do piso 0. Quanto à sua localização em planta, encontra-se identificada na Fig.6.2.. O sistema de eixos considerado é transversal ao modelo regular, independentemente das modificações que o modelo tenha sofrido.

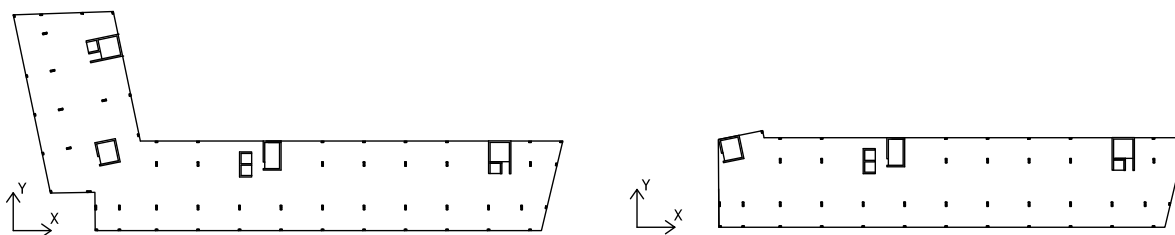


Fig.6.2. - Localização do sistema de eixos

- Numeração dos pisos: a laje do piso térreo não foi modelada nem considerada nesta avaliação, contudo este piso foi admitido como ponto de referência para a numeração dos restantes pisos (assumido como piso 0). Com o crescimento em altura cresce também o número de piso associado (de 1 até 7, correspondendo este último à cobertura);
- Identificação das propriedades do piso: para a análise das distribuições de rigidez e massa por piso, foi necessário definir de que forma iriam ser identificados os elementos horizontais e verticais que contribuem para essas distribuições. No que refere ao sistema horizontal, foi admitida uma numeração de lajes equivalente à do piso em que se inserem, numeração essa que é transversal às propriedades geométricas e mássicas destes elementos. Do ponto de vista das características de rigidez lateral, essencialmente conferidas pelos elementos verticais, foi considerado que os elementos verticais que contribuem para a rigidez do piso são aqueles que se encontram imediatamente abaixo do mesmo. A título de exemplo, a massa de um piso localizado no nível 2 é calculada a partir das propriedades da laje do nível 2 e a rigidez lateral desse mesmo piso é calculada a partir da rigidez lateral dos pilares e núcleos localizados entre os pisos 1 e 2, para ambas as direções em análise;
- Deformação do piso: quando se refere a deslocamento do piso é considerada a numeração do piso. No caso do deslocamento relativo entre pisos, é considerada a numeração do piso mais elevado (por exemplo, *drift* do piso 2 é o deslocamento relativo entre os pisos 1 e 2);
- Massa: a massa de cada piso foi calculada de acordo com a equação 6.3.
- Centro de Massa: admite-se uma distribuição uniforme da massa do diafragma ao longo do piso. A massa dos elementos verticais é bastante reduzida (comparativamente com a massa do diafragma) e além disso os elementos apresentam também uma distribuição aproximadamente uniforme, pelo que o seu efeito na localização do centro de massa será desprezado. Desta forma, será possível admitir que o centro de massa é coincidente com o centro geométrico da laje;
- Rigidez Lateral: A rigidez lateral foi avaliada através da formulação teórica que tem por base as condições de apoio dos elementos verticais (bi-encastados), o comprimento do elemento (altura útil do piso) e a inércia das suas secções. Do ponto de vista prático, houve a tentativa de confirmação e verificação dos valores obtidos através da relação entre as forças de corte e a deformação do piso;
- Centro de Rigidez: para o cálculo do centro de rigidez foram considerados os momentos de inércia das secções transversais dos elementos verticais. Foi considerada a metodologia

simplificada descrita no EC8, tendo se verificado o cumprimento dos respetivos requisitos de aplicação;

- Inércias: a direção das inércias não diz respeito ao eixo seccional para o qual são calculadas, mas sim à direção do movimento para a qual o elemento se opõe.
- Excentricidade estrutural: definida de acordo com o EC8;
- Raio de Torção: foi considerada a metodologia simplificada descrita no EC8, tendo se verificado o cumprimento dos respetivos requisitos de aplicação;
- Raio de giração: este parâmetro foi calculado de forma idêntica à detalhada no EC8, com a diferença de que foram utilizados parâmetros geométricos ao invés de parâmetros de massa. Esta simplificação é possível devido à simplificação de massa assumida.

$$l_s = \sqrt{\frac{I_x + I_y}{A}} \quad (6.5.)$$

em que:

l_s é o raio de giração;

I_x e I_y são as inércias segundo x e y, respetivamente;

A é a área do piso.

6.4.2. AVALIAÇÃO DA REGULARIDADE

Para a avaliação da regularidade de ambos os modelos foi utilizada uma folha de cálculo anteriormente desenvolvida por (Lima A. , 2020), através da qual, mediante a introdução da informação necessária, é possível determinar se um edifício cumpre os requisitos da regulamentação sísmica europeia. Os dados necessários englobam essencialmente a informação geométrica do edifício, cargas verticais atuantes (peso próprio, restantes cargas permanentes e sobrecargas) úteis à estimativa da massa de cada piso e localização e propriedades geométricas dos elementos que constituem o sistema vertical (pilares e núcleos).

A avaliação da regularidade em planta incluiu os seguintes critérios e procedimentos:

- Massa e Rigidez lateral aproximadamente simétricas: a descrição apresentada pelo EC8 é bastante subjetiva e, embora seja identificada a importância da simetria, não é indicado qualquer tipo de quantificação ou valor limite. Na versão *draft*, este problema mantém-se e por isso cabe ao projetista a adoção de um método suficientemente adequado. A hipótese sugerida por (Lima A. , 2020) diz que o critério será considerado como cumprido se, em cada direção, a distância entre o centro de rigidez e o centro da fachada do piso 0 não variar mais do que 5% da dimensão do edifício nessa direção. Esta tentativa de quantificação da simetria apresenta um carácter bastante específico, na medida em que a sua adequabilidade depende da geometria que o edifício apresenta. No caso de geometrias complexas, a sua aplicação é desajustada ao passo que, por exemplo, para geometrias retangulares, é coerente. Assim sendo, a hipótese sugerida apenas será realizada caso se verifique que a mesma se ajusta ao modelo em análise. Em caso contrário, a avaliação deste critério limitar-se-á ao disposto no código;

- Condição de diafragma rígido: este requisito encontra-se previsto no código, contudo não é identificado como um critério de regularidade. De qualquer modo, deve ser verificado já que o seu incumprimento pode traduzir-se na deterioração do comportamento estrutural. Um diafragma é considerado rígido se, quando modelado com a sua flexibilidade real no plano, os seus deslocamentos horizontais não excederem em nenhum ponto os relativos à hipótese de diafragma rígido em mais de 10% dos correspondentes deslocamentos horizontais absolutos na situação de projeto sísmica (CEN, 2010a). Além da verificação da deformação, o código refere que para um diafragma ser considerado rígido deve possuir uma espessura superior ou igual a 40mm para vãos inferiores a 8m e 50mm para vãos maiores. Para o edifício real foi considerada a análise independente de dois apêndices de forma aproximadamente regular (Fig.)

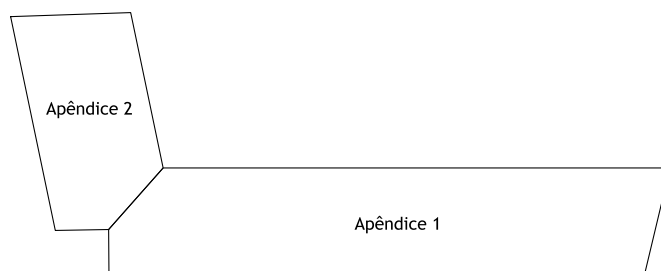


Fig.6.3. - Identificação dos apêndices 1 e 2

- Configuração compacta: foi seguida a abordagem descrita no EC8 que limita o rácio entre a geometria real do piso e a correspondente geometria convexa em 5%. Esta avaliação foi realizada com recurso às plantas estruturais de cada piso, que juntamente com o programa de desenho permitiram a medição das correspondentes áreas;
- Excentricidade estrutural (e_0) e raio de torção (r): as condições a respeitar no âmbito deste critério são as descritas na secção 5.2..
- Esbelteza em planta: para a avaliação deste critério foi seguido o disposto no EC8. No caso do edifício real, foi igualmente considerada a análise independente de cada um dos apêndices. Deste modo, a relação entre as dimensões máxima e mínima (ortogonais entre si) é estabelecida para um mesmo corpo geométrico, evitando assim a utilização de dimensões máximas e mínimas características do piso e cuja relação não tem interesse pelo facto de não corresponderem à mesma porção. Foi ainda considerado o critério adicional da versão *draft*;

Para a verificação dos critérios de regularidade em altura foram adotados os seguintes procedimentos:

- Continuidade do sistema resistente: avaliação qualitativa tendo por base as plantas estruturais do edifício. Considera-se que não é respeitado no caso de existirem pilares ou paredes apoiados sobre a laje e sem ligação direta a um elemento de fundação ou cujo desenvolvimento em altura é interrompido. Elementos que sejam interrompidos devido a recuos permanentes da fachada, isto é, recuos que se mantêm desde o piso em que ocorrem até ao topo do edifício, não constituem irregularidade, desde que se verifique a continuidade do elemento desde a base até ao nível em que ocorre o recuo;
- Distribuições de massa e rigidez constantes ou com redução gradual em altura: para este critério foi avaliada a variação de massa e de rigidez entre pisos consecutivos. O documento atual do

EC8 não quantifica este critério, pelo que foi utilizado o critério equivalente da versão *draft* que impõe uma redução limite em altura de 20%, com exceção do piso de topo que não precisa de verificar esta condição;

- Limitação dos Recuos: para este critério foi considerada a abordagem do EC8. Por piso, e para cada direção, é identificado o tipo de recuo que se verifica e a grandeza do mesmo segundo a direção de análise, a qual deve respeitar os limites impostos.

As irregularidades de elementos não estruturais não foram avaliadas devido a limitações de tempo.

6.4.3. CLASSIFICAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL E COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

Além de permitir a identificação das irregularidades, a folha desenvolvida por (Lima A. , 2020) apresenta também uma metodologia simplificada para a classificação do sistema estrutural que se baseia na contribuição que o conjunto de paredes de um piso tem para a inércia total do piso. Para esta simplificação, foram admitidos os seguintes limites:

- 65%-100% - sistema de paredes;
- 50%-65% - sistema misto equivalente a sistema de paredes;
- 35%-50% - sistema misto equivalente a sistema porticado;
- 0%-35% - sistema porticado.

De forma a avaliar a confiança e adequabilidade da simplificação assumida, foram também consideradas as disposições do EC8, as quais se baseiam nas percentagens de forças de corte que se desenvolvem em pilares e paredes. Estes esforços apresentam relevância do ponto de vista classificativo, já que constituem uma medida do comportamento dominante da estrutura.

Para a quantificação do coeficiente de comportamento foi igualmente seguido o procedimento do EC8.

6.4.4. DIMENSIONAMENTO

Para a fase de dimensionamento foi utilizada a ferramenta *A400.FlexDesv* fornecida pela empresa A400., O programa permite, mediante a importação dos esforços da análise, verificar se uma secção, com dimensões, materiais e distribuições de armadura previamente definidos, verifica a segurança. Assim, partindo de uma possível solução de armadura mínima, foram sucessivamente criadas soluções com densidade de armadura crescente até que as condições de resistência e de encurvadura fossem verificadas para as combinações definidas. A realização de uma iteração foi sempre antecedida pela análise dos respetivos dados, de forma a implementar disposições que favorecessem a economia da solução.

O dimensionamento realizado teve em consideração não só os requisitos sísmicos do EC8, mas a própria eficiência e aplicabilidade em obra. Nesse sentido, procedeu-se à uniformização de diâmetros e espaçamentos cujas dimensões favorecem o manuseamento de materiais e equipamentos.

Devido a limitações de tempo, apenas foi realizado o dimensionamento de pilares.

6.5. MODELO 1: EDIFÍCIO REAL

6.5.1 ASPETOS GERAIS

A Fig.6.4. representa o modelo utilizado na análise, construído com base nas plantas estruturais fornecidas.

A avaliação dos requisitos sísmicos foi realizada para a envolvente da ação sísmica tendo-se observado que a ação do tipo 2 era a mais gravosa.

Ainda antes de iniciar a análise, foi verificada a massa sísmica mediante a comparação da massa total dos nós com a massa calculada através da combinação sísmica. Além disso, foi também certificado o cálculo automático do peso próprio através da medição do volume de todos os elementos estruturais. Apesar de existirem ligeiras diferenças, os resultados obtidos são satisfatórios e verificam a validade do modelo (Quadros 6.2. e 6.3.).

Quadro 6.2. - Verificação do peso próprio

Volumes (m ³)			Peso Próprio Estimado (kN)	Peso Próprio Automático (kN)	Rácio (%)
Pilares	Núcleos	Lajes			
112,19	344,11	2232,68	67225	67199	99,96

Quadro 6.3. - Verificação da massa sísmica

Combinação Massa Sísmica (kN)	Massa nos Nós (kN)	Rácio (%)
118504	120027	98,73

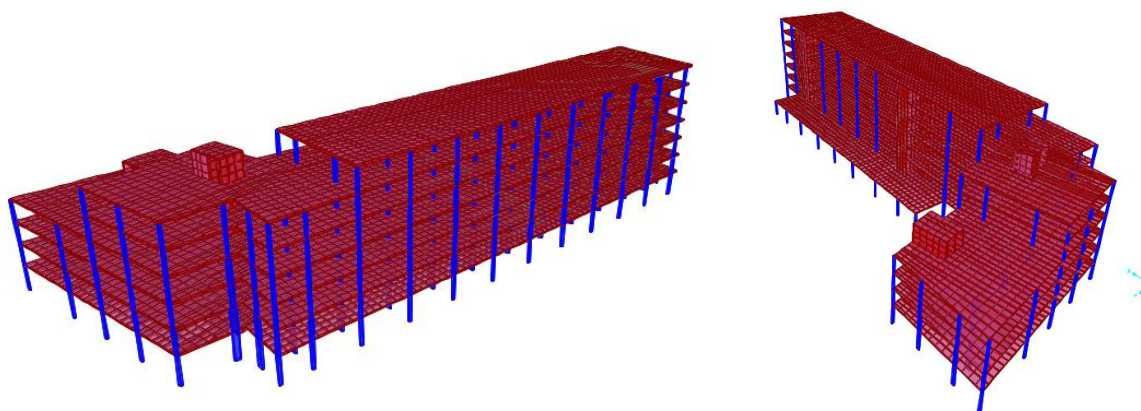


Fig.6.4. - Edifício real: vista frontal (esquerda) e traseira (direita) do modelo em SAP2000

6.5.2. AVALIAÇÃO DA REGULARIDADE

Neste subcapítulo serão apresentados os resultados da análise do edifício quanto à regularidade. Em cada critério, para os resultados apresentados através de quadros, serão atribuídas as classificações “conforme” (C), caso seja cumprido, e “não conforme” (NC), em caso contrário.

6.5.2.1 Critérios de Regularidade em Planta

Relativamente aos critérios em planta, foram obtidas as seguintes conclusões:

- Massa e Rigidez Lateral aproximadamente simétricas

O cumprimento deste critério encontra-se, à partida, condicionado pelo facto de as direções de análise não coincidirem com qualquer eixo de simetria do edifício. A própria planta do edifício é assimétrica (para qualquer eixo) e, nesse sentido, a aplicação do critério definido em 6.4.2. é desadequada. Tendo em conta estes aspetos, é possível afirmar que o critério não é respeitado.

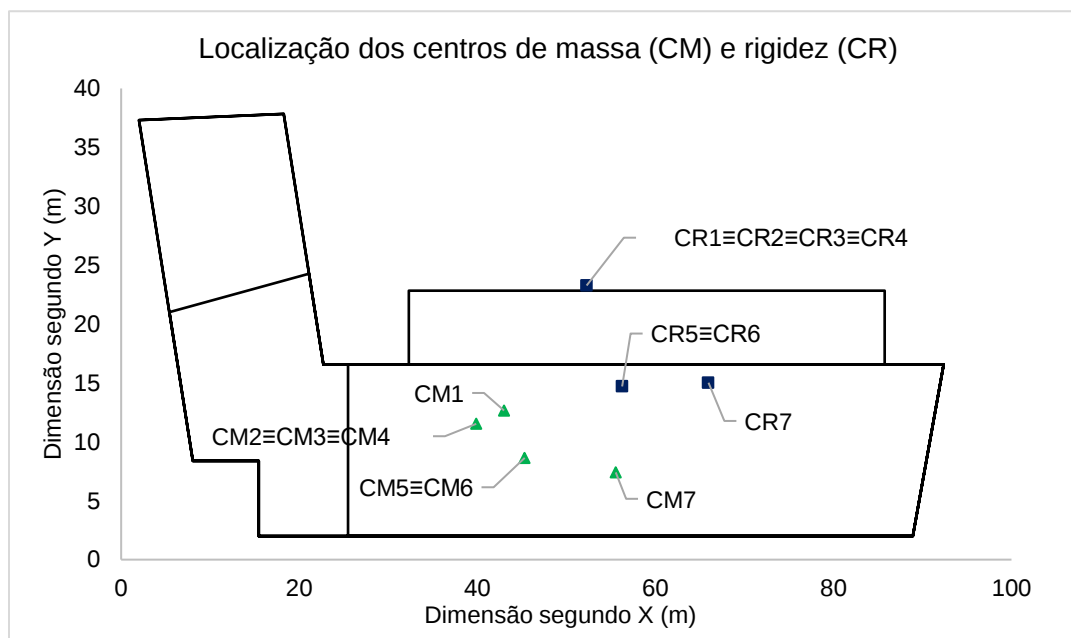


Fig.6.5. – Edifício real: localização dos centros de massa e de rigidez

- Condição de diafragma rígido

A avaliação deste critério resultou da comparação entre a deformação para diafragma rígido e a deformação real verificada. A deformação rígida foi calculada para o ponto central do maior lado da fachada de cada apêndice (segundo cada direção) mediante a média dos deslocamentos verificados nas duas extremidades. Verificou-se que o critério não é cumprido para nenhuma das direções, sendo mais condicionante segundo a direção Y (direção ortogonal à maior dimensão da fachada).

Quadro 6.4. - Edifício real: condição de diafragma rígido para apêndice 1

Pisos	Apêndice 1					
	Direção X			Direção Y		
	$d_{r, \text{real}}$	$d_{r, \text{rígido}}$	Variação (%)	$d_{r, \text{real}}$	$d_{r, \text{rígido}}$	Variação (%)
7	0,0039	0,0041	4,57%	0,0054	0,0070	30,15%
6	0,0047	0,0046	2,45%	0,0056	0,0059	5,03%
5	0,0048	0,0048	0,18%	0,0053	0,0059	10,32%
4	0,0047	0,0046	1,10%	0,0045	0,0050	10,82%
3	0,0042	0,0043	1,77%	0,0038	0,0042	9,54%
2	0,0035	0,0035	0,10%	0,0027	0,0031	16,14%
1	0,0028	0,0028	1,08%	0,0015	0,0014	6,10%

Quadro 6.5. - Edifício real: condição de diafragma rígido para apêndice 2

Pisos	Apêndice 2					
	Direção X			Direção Y		
	$d_{r, \text{real}}$	$d_{r, \text{rígido}}$	Variação (%)	$d_{r, \text{real}}$	$d_{r, \text{rígido}}$	Variação (%)
7	-	-	-	-	-	-
6	0,0048	0,0048	0,25%	0,0037	0,0038	2,73%
5	0,0091	0,0087	3,89%	0,0022	0,0019	13,57%
4	0,0028	0,0029	5,74%	0,0042	0,0046	8,65%
3	0,0028	0,0028	0,73%	0,0039	0,0041	5,67%
2	0,0022	0,0023	7,70%	0,0031	0,0035	10,18%
1	0,0017	0,0018	6,12%	0,0022	0,0023	4,80%

- Configuração Compacta:

O edifício apresenta uma grande concavidade, fruto da forma em “L” que apresenta. Em resultado disso, o correspondente contorno convexo terá uma área bastante elevada. Da análise dos dados, verifica-se que apenas o piso 7, cuja geometria é totalmente convexa, cumpre o critério e, como tal, o edifício não verifica este requisito.

Quadro 6.6. - Edifício real: configuração compacta

Piso	$A_{\text{piso}} \text{ (m}^2\text{)}$	$A_{\text{dif}} \text{ (m}^2\text{)}$	$A_{\text{dif}}/A_{\text{piso}} \text{ (\%)}$	C/NC
7	960,38	0,00	0,00	C
6	1 261,14	292,58	23,20	NC
5	1 279,90	292,58	22,86	NC
2 a 4	1 505,73	928,10	61,64	NC
1	1 841,74	592,09	32,15	NC

▪ Excentricidade Estrutural e Raio de torção

O edifício é composto por elementos verticais contínuos e trata-se de um sistema de paredes (como será demonstrado posteriormente). Assim sendo, ambos os requisitos necessários para a aplicação do método simplificado são cumpridos.

Relativamente aos resultados observados, verifica-se que, com exceção da cobertura, todos os pisos do sistema estrutural respeitam o valor mínimo de rigidez torsional em ambas as direções.

No que diz respeito à excentricidade estrutural, todos os pisos, com exceção do primeiro, falham o requisito. Destaca-se a correlação entre a sua variabilidade em altura e a ocorrência de recuos. Este parâmetro depende dos centros de massa e de rigidez e, por isso, as grandes variações que experimenta coincidem com os pisos em que as localizações destes centros sofrem grandes alterações.

Quadro 6.7. - Edifício real: excentricidade estrutural e raio de torção, para a direção X

Piso	l_s	$e_{0y} \leq 0,30 \cdot r_y$		$r_y \geq l_s$	
		e_{0y}	$0,30 \cdot r_y$	C/NC	C/NC
7	19,71	5,61	9,78	C	C
6	24,85	4,38	12,47	C	C
5	25,08	4,06	12,47	C	C
3 e 4	27,50	9,79	9,78	NC	C
2	27,50	9,73	9,81	C	C
1	26,68	8,61	9,79	C	C

Quadro 6.8. - Edifício real: excentricidade estrutural e raio de torção, para a direção Y

Piso	l_s	$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x$		$r_x \geq l_s$		
		e_{0x}	$0,30 \cdot r_x$	C/NC	r_x	C/NC
7	19,71	8,42	5,76	NC	19,20	NC
6	24,85	8,49	7,73	NC	25,76	C
5	25,08	8,94	7,73	NC	25,76	C
3 e 4	27,50	10,43	8,35	NC	27,83	C
2	27,50	10,40	8,34	NC	27,80	C
1	26,68	7,27	8,34	C	27,80	C

- Esbelteza em planta:

Tal como é possível observar no Quadro 6.12., este critério não é cumprido, uma vez que o edifício apresenta uma geometria demasiado alongada. Contudo, considerando a nota adicional da versão *draft*, este critério pode ser desprezado, pois o edifício apresenta cerca de 10 alinhamentos ortogonais ao maior lado do edifício (superior ao mínimo exigido).

Quadro 6.9. - Edifício real: critério de esbelteza em planta

Piso	λ_1	λ_2	C/NC	$0,5 \lambda$	Nº de alinhamentos mínimo
7	4.6	-	NC	2,3	3
5 e 6	5.0	0.8	NC	2,5	3
1 a 4	5.0	1.8	NC	2,5	3

6.5.2.2. Critérios de Regularidade em Altura

Quanto aos critérios em altura constatou-se o seguinte:

- Continuidade do sistema resistente

Devido à presença de recuos, nem todos os elementos verticais se desenvolvem desde a base até ao topo do edifício, contudo verifica-se a sua continuidade durante esse desenvolvimento. Como tal, considera-se este critério cumprido.

- Distribuições de massa e rigidez constantes ou com redução gradual em altura

Observando os resultados verifica-se que, tanto o critério de massa como o critério de rigidez, não são cumpridos. O incumprimento do critério de massa está relacionado com a presença de recuos de grandes dimensões tanto no nível 1 como no nível 7. Já o incumprimento do critério de rigidez deve

se ao facto de a altura útil entre o piso 0 e 1 ser maior do que a dos restantes pisos, contribuindo para um aumento da flexibilidade dos elementos que aí se situam (*soft-storey*).

Quadro 6.10. - Edifício real: variação da massa em altura

Pisos	Peso correspondentes à massa (kN)	Variação da massa (%)	C/NC
7	10 564,23	25,54	NC
6	14 187,86	1,47	C
5	14 398,85	15,00	C
4	16 939,43	-	C
3	16 939,43	-	C
2	16 939,43	24,92	NC
1	22 561,30	-	-

Quadro 6.11. - Edifício real: variação da rigidez lateral em altura, para ambas as direções

Pisos	Rigidez lateral segundo X ($\times 10^6$ kN/m)	Redução de rigidez em X (%)	C/NC	Rigidez lateral segundo Y ($\times 10^6$ kN/m)	Redução de rigidez em Y (%)	C/NC
7	59,01	19,85	C	22,83	19,18	C
6	73,66	-	C	28,28	-	C
5	73,66	10,95	C	28,28	53,11	NC
4	82,71	-	C	60,30	-	C
3	82,71	1,17	C	60,30	0,39	C
2	83,69	-77,28	NC	60,54	-76,61	NC
1	47,21	-	-	34,28	-	-

- Limitação dos Recuos

O edifício em estudo apresenta mais do que um recuo em altura e todos são assimétricos. Através do Quadro 6.6., constata-se novamente que os recuos apresentam dimensões exageradas, pois todos eles ultrapassam os limites impostos pelo código. Conclui-se, assim, que o critério não é cumprido.

Quadro 6.12. - Edifício real: verificação dos recuos

Pisos	Recuo total (soma de todos os pisos) relativamente ao piso térreo (%)		Recuo relativamente ao piso inferior (%)		C/NC
	X	Y	X	Y	
7	-	-	-	-	-
6	20,7	58,8	20,7	35,2	NC
5	-	-	-	-	C
4	-	36,4	-	38,2	NC
3	-	-	-	-	C
2	-	-	-	-	C
1	-	30,2	-	30,2	NC

6.5.3. CLASSIFICAÇÃO ESTRUTURAL E COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

De acordo com a metodologia apresentada por André Lima, o edifício classifica-se como sistema de paredes para ambas as direções. Os resultados refletem o elevado contributo destes elementos para a inércia total do edifício, apresentando participações superiores a 98% (Quadro 6.13.).

Esta classificação é confirmada pela abordagem descrita no EC8, a qual é baseada nas distribuições das de corte basal (Quadro 6.14.)

Quadro 6.13. - Edifício real: classificação estrutural simplificada

Piso	$A_{paredes} / A_{total}$	$I_{x, paredes} / I_{x, total}$	$I_{y, paredes} / I_{y, total}$	Classificação	
				Dir. X	Dir. Y
7	82,94%	99,77%	99,33%	Sistema de Paredes	Sistema de Paredes
6	78,25%	99,75%	99,35%		
5	82,75%	99,75%	99,35%		
3 e 4	76,35%	99,34%	99,43%		
2	70,38%	98,18%	99,04%		
1	67,76%	98,12%	98,60%		

Quadro 6.14. - Edifício real: classificação estrutural segundo o EC8

Combinação	Corte Basal Paredes (kN)		Corte Basal Total (kN)		Rácio (%)	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
Envolvente sísmica - MIN	1840	4152	1951	4281	94,33%	96,97%
Envolvente sísmica - MAX	5416	4017	5598	4281	96,75%	93,82%

Nota: As combinações apresentadas são calculadas com base no espectro sísmico de projeto, ou seja, com a devida inclusão do coeficiente de comportamento. Nesta fase, o mesmo não se encontra determinado e, por sua vez, o seu valor depende do tipo de sistema estrutural. Assim sendo, foi inicialmente assumido um coeficiente de comportamento cujo valor foi posteriormente validado em função da tipologia estrutural obtida.

Uma vez identificado o sistema estrutural, avaliada a regularidade e definida a classe de ductilidade, é possível avançar para determinação do coeficiente de comportamento, tal como apresentado no Quadro 6.15.. Optou-se por utilizar o valor máximo admissível que para o caso foi 2,4.

Quadro 6.15. – Edifício real: determinação do coeficiente de comportamento para as direções X e Y

Direção	q_0	$\sum h_{wi}$	$\sum h_{wi}$	α_0	k_w	Regularidade em altura (C/NC)	$q = q_0 \cdot k_w \cdot 0,8$
X	3,0	244,35	35,56	6,87	1,0	NC	2,4
Y	3,0	235,2	36,42	6,46	1,0	NC	2,4

6.5.4. ANÁLISE MODAL

Os resultados da análise modal são apresentados no quadro 6.16.. Da interpretação da informação obtida, importa reter que:

- A estrutura apresenta um período fundamental de 0,878s e o primeiro modo apresenta um movimento dominado por uma translação, segundo a direção X. Existe ainda uma pequena contribuição torsional (Fig.6.6.).
- O segundo modo, com um período de aproximadamente 0,700s, corresponde a uma translação segundo a direção Y, praticamente pura (Fig.6.7.).
- O terceiro modo corresponde a um movimento torsional com um período de 0,582s (Fig.6.8.).

De referir ainda que os modos identificados vão ao encontro da avaliação de regularidade realizada na medida em que o primeiro modo é dominado por um movimento de translação e não por movimentos de torção (comum no caso de sistemas torsionalmente flexíveis).

Para o projeto em análise, foram necessários 16 modos para que fosse garantida uma contribuição superior a 90%. As várias contribuições modais foram combinadas através do método de combinação quadrática completa.

Quadro 6.16. - Edifício real: período e percentagem de massa efetiva dos primeiros 16 modos

Modo	T (s)	M _{eff} (%)			Valores acumulados de M _{eff}		
		UX	UY	RZ	UX	UY	RZ
1	0,878	56,30	0,02	12,89	56,30	0,02	12,89
2	0,700	1,60	58,32	7,10	57,90	58,34	19,99
3	0,582	7,60	8,12	43,00	65,49	66,46	62,99
4	0,313	0,10	1,94	4,33	65,60	68,41	67,32
5	0,258	0,00	0,01	0,00	65,60	68,41	67,32
6	0,250	13,72	0,25	1,37	79,31	68,66	68,69
7	0,245	2,57	0,10	0,37	81,89	68,76	69,06
8	0,231	0,19	0,07	0,05	82,08	68,84	69,10
9	0,218	3,05	0,01	6,21	85,13	68,84	75,32
10	0,212	0,91	0,53	1,35	86,05	69,37	76,66
11	0,199	0,27	0,19	0,03	86,31	69,57	76,69
12	0,189	0,23	15,88	1,12	86,55	85,45	77,81
13	0,170	0,63	2,29	4,72	87,17	87,74	82,53
14	0,159	0,62	1,04	3,14	87,79	88,78	85,68
15	0,146	3,00	0,40	1,00	90,79	89,17	86,67
16	0,117	0,02	1,42	5,76	90,81	90,60	92,44

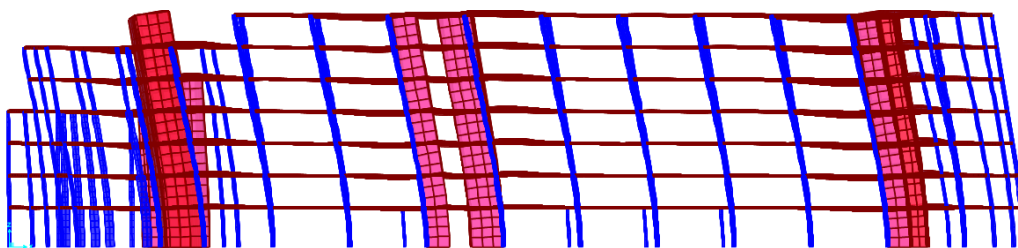


Fig.6.6. - Edifício real: translação segundo X no primeiro modo (plano XZ)

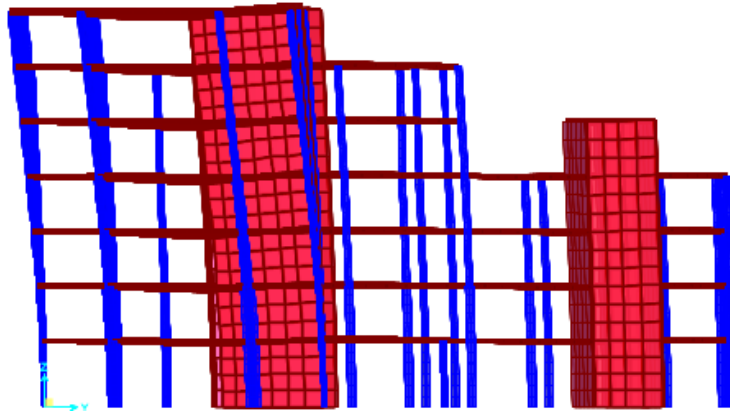


Fig.6.7. - Edifício real: translação segundo Y no segundo modo (plano YZ)

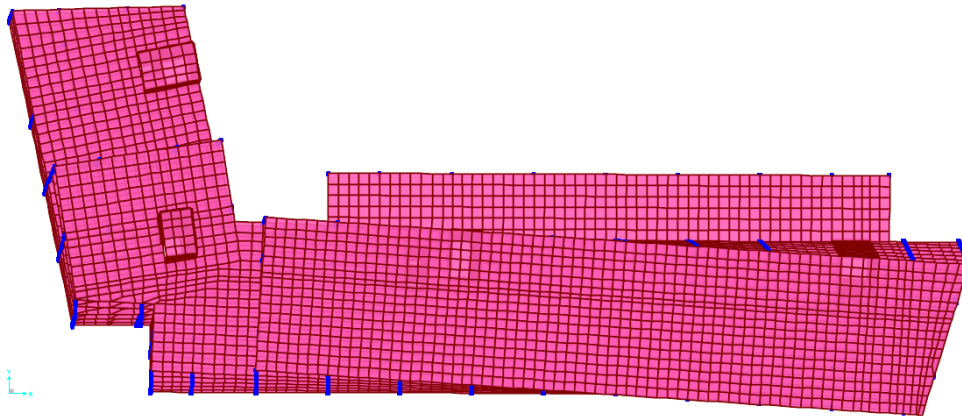


Fig.6.8. - Edifício real: torção no terceiro modo (plano XY)

6.5.5. FORÇAS DE CORTE

Para a análise das forças de corte provocadas pela ação sísmica, foi considerado o corte que se desenvolve na base dos pilares de cada piso, uma vez que é nestas zonas que se atinge o seu valor máximo (por piso). Da análise, conclui-se que o esforço máximo de corte se desenvolve segundo a direção X e apresenta um valor de 5598kN. Ocorre ao nível do primeiro piso, tal como expectável.

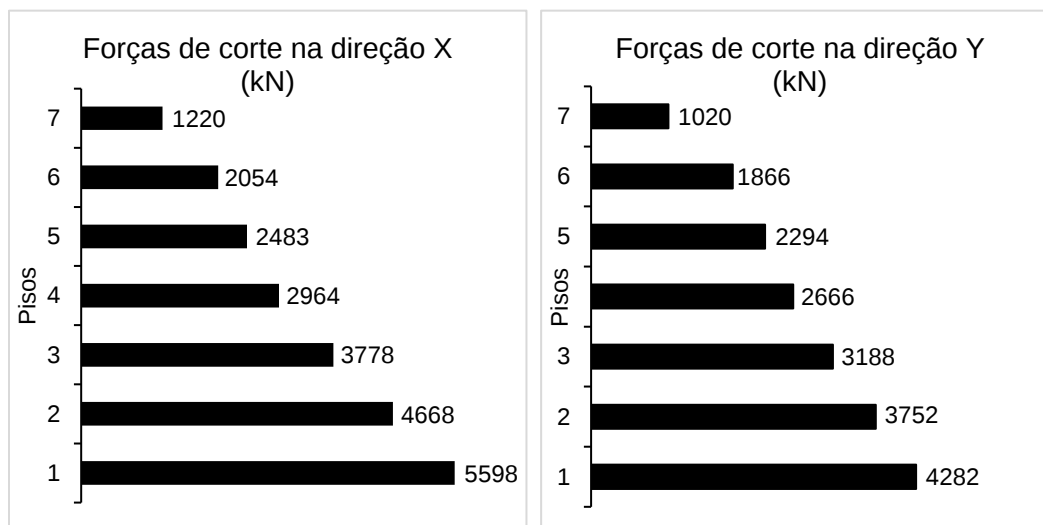


Fig.6.9. - Edifício real: forças de corte máximas por piso, segundo as direções X (esquerda) e Y (direita)

6.5.6. DEFORMAÇÃO

A avaliação dos deslocamentos reais da estrutura teve por base os deslocamentos elásticos obtidos da análise. Foram considerados os valores no topo, centro e base de um alinhamento, suficientemente próximo do centro de massa de cada piso, de forma a obter valores característicos da translação do piso e menos suscetíveis a efeitos torsionais. Analisando os gráficos da Fig.6.10. verifica-se que, com o crescimento em altura, o perfil de deslocamentos tende a afastar-se do eixo das ordenadas. O traçado é característico de sistemas de parede e está relacionado com o facto do deslocamento relativo entre pisos, além de dependente da deformação por flexão, ser também dependente da rotação que se verifica na base das paredes. Com a aplicação de uma força horizontal, as paredes desenvolvem rotações crescentes em altura, o que contribui para o aumento do deslocamento.

Quadro 6.17.- Edifício real: deformação por piso

Piso	d _e (m)		d _s (m)	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
7	0,0116	0,0133	0,0280	0,0319
6	0,0098	0,0097	0,0236	0,0232
5	0,0080	0,0074	0,0192	0,0177
4	0,0060	0,0055	0,0144	0,0133
3	0,0042	0,0037	0,0100	0,0088
2	0,0025	0,0021	0,0059	0,0049
1	0,0010	0,0008	0,0025	0,0020

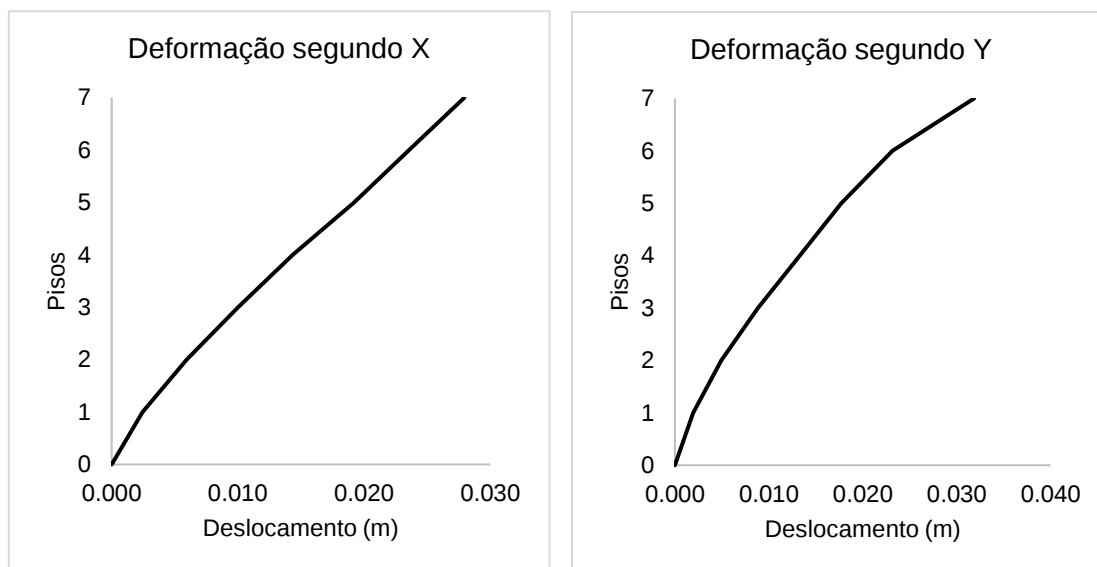


Fig.6.10. - Edifício real: deformação segundo as direções X (esquerda) e Y (direita)

6.5.7. LIMITAÇÃO DE DANOS

O cumprimento deste critério exigiu a determinação do deslocamento relativo entre pisos, calculado como a variação do deslocamento entre pisos consecutivos (habitualmente designado de *drift*). Para efeitos de verificação e comparação dos resultados, foi calculado o valor de *drift* normalizado, que corresponde à razão entre o deslocamento relativo entre pisos e a altura útil do piso. Por sua vez, para a verificação deste requisito, foi considerada a adaptação do procedimento do EC8 para *drift* normalizado. Como o edifício pertence a uma classe de importância II, foi assumido um fator de redução (v) de 0,5. Concluiu-se que o critério é respeitado, tendo-se verificado valores de *drift* bastante reduzidos face aos limites do código.

Quadro 6.18. - Edifício real: controlo de *drift* do piso

Piso	d_r		h (m)	v	$v \cdot \frac{d_r}{h}$	
	Dir. X	Dir. Y			Dir. X	Dir. Y
7	0,0044	0,0087	2,85	0,5	0,0008	0,0015
6	0,0044	0,0055	2,85	0,5	0,0008	0,0010
5	0,0048	0,0044	2,85	0,5	0,0008	0,0008
4	0,0043	0,0045	2,85	0,5	0,0008	0,0008
3	0,0042	0,0039	2,85	0,5	0,0007	0,0007
2	0,0035	0,0030	2,85	0,5	0,0006	0,0005
1	0,0025	0,0020	3,45	0,5	0,0004	0,0003

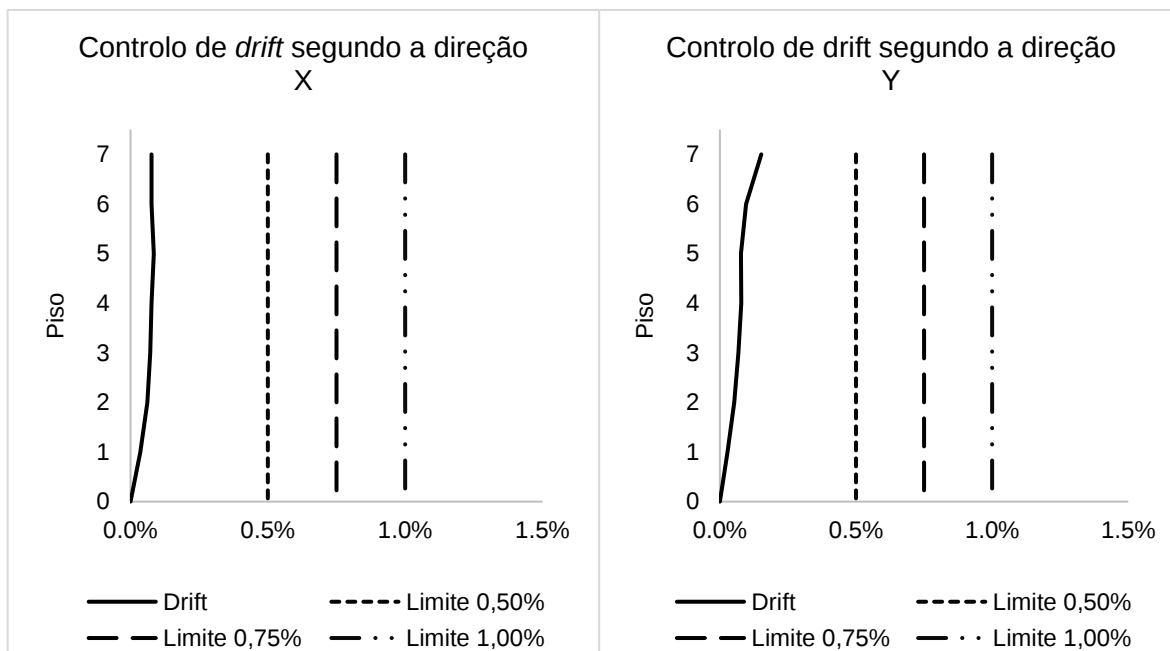


Fig.6.11. - Edifício real: controlo de *drift* para as direções X (esquerda) e Y (direita)

6.5.8. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

A avaliação de efeitos de segunda ordem foi realizada através da determinação do coeficiente de sensibilidade θ . Analisado o quadro [6.19.] verifica-se que o coeficiente θ nunca assume valores superiores a 0,1 e, como tal, não é necessária a consideração de efeitos de segunda ordem.

Quadro 6.19. - Determinação do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, θ

Piso	h (m)	P _{tot} (kN)	V _{tot} (kN)		d _r		θ	
			Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
7	2,85	10506	1220	1020	0,0040	0,0019	0,0121	0,0094
6	2,85	25367	2054	1866	0,0045	0,0016	0,0196	0,0154
5	2,85	41165	2483	2294	0,0053	0,0019	0,0308	0,0202
4	2,85	59243	2964	2666	0,0036	0,0018	0,0278	0,0212
3	2,85	77708	3778	3188	0,0033	0,0017	0,0274	0,0235
2	2,85	96173	4668	3752	0,0029	0,0015	0,0228	0,0231
1	3,45	118452	5598	4282	0,0022	0,0013	0,0148	0,0167

6.5.9. DIMENSIONAMENTO DE PILARES

De acordo com o EC8, o projeto sísmico para estado limite último, deve atender a um conjunto de condições. No que diz respeito aos pilares, são as condições de resistência e de ductilidade (global e local), aquelas que apresentam particular impacto sobre a solução final. Com o objetivo de compreender os requisitos que estas condições definem, serão dimensionados três tipos de pilares: pilar de canto (P1), pilar de fachada (P2) e pilar interior (P3). Para cada um desses pilares será atribuída uma classificação A, B e C, de forma a identificar a mudança de secção em altura.

Do ponto de vista geométrico, não é necessária qualquer verificação adicional, uma vez que o coeficiente de sensibilidade é sempre inferior a 0,1. Já no que diz respeito à capacidade resistente da secção, deve ser assegurado um esforço normal reduzido que cumpra os limites definidos na equação 3.21.. Os valores obtidos são apresentados no Quadro 6.20..

Quadro 6.20. – Edifício real: esforço normal reduzido

Pilar	A_c (m ²)	f_{cd} (MPa)	$N_{max, sismico}$	v_d
P1B	0,075	26,67	388	0,19
P1A	0,100		548	0,21
P2B	0,075		852	0,43
P2A	0,100		1198	0,45
P3C	0,075		1244	0,62
P3B	0,125		2073	0,62
P3A	0,188		2920	0,58

6.5.9.1. Armadura Longitudinal

A armadura longitudinal requerida foi calculada de acordo com a metodologia do [EC2], tendo por base os esforços obtidos da análise para situação de projeto sísmica. Os respetivos valores são apresentados no Anexo 3.

Como o edifício é constituído por um sistema de paredes, deixa de ser possível o cumprimento da condição de ductilidade através da expressão 3.16., contudo as disposições construtivas de ductilidade local foram mantidas.

No que refere ao critério 3.23., que lida com os limites máximo e mínimo de taxa de armadura, verifica-se que, para pilares de canto e de fachada, cujos esforços são mais reduzidos, o valor mínimo exigido é condicionante. O cumprimento deste requisito resulta, por isso, no sobredimensionamento de alguns troços destes pilares. Já os pilares interiores apresentam uma maior variação com correspondente valor máximo de 2,68% ao nível do piso 5 (Quadro 6.21.).

Quadro 6.21. – Edifício real: taxa de armadura longitudinal

Pilar	Pisos	Armadura	A_c (m ²)	A_s (cm ²)	ρ_l (%)
P1B	3 a 6	10Ø10	0,075	7,85	1,05%
P1A	1 e 2	10Ø12	0,100	11,31	1,13%
P2B	3 a 7	10Ø10	0,075	7,85	1,05%
P2A	1 e 2	10Ø12	0,100	11,31	1,13%
P3C	5	10Ø16	0,075	20,11	2,68%
	6	10Ø12		11,31	1,51%
	7	10Ø10		7,85	1,05%
P3B	3 e 4	10Ø16	0,125	20,11	1,61%
P3A	1	6Ø16 + 8Ø20	0,188	37,20	1,98%
	2	14Ø16		28,15	1,50%

Da análise do quadro é possível verificar que o diâmetro mínimo utilizado é de 10mm, o que está de acordo com o critério sísmico de diâmetro mínimo. Na Fig.6.12. é apresentado como exemplo a secção zona crítica do pilar P3 na base do edifício. Tal como é possível observar são admitidas disposições de armadura igualmente distribuídas em faces opostas, o que favorece a simetria da secção. Além disso, todos os lados apresentam pelo menos um varão intermédio. As restantes soluções são apresentadas em anexo (Anexo 4).

6.5.9.2. Armadura Transversal

Para a determinação da armadura transversal foi considerada a regra de cálculo pela capacidade real descrita para classe de ductilidade DCM. O esforço transversal de cálculo que serve de base ao dimensionamento de estribos deve atender à possível formação de rótulas plásticas que contribuam para a rotura frágil dos elementos. Estas rótulas formam-se na vizinhança de zonas de ligação (nós), mais especificamente nas extremidades dos elementos que nelas concorrem. No edifício em estudo estamos perante um sistema de laje fungiforme e, portanto, ausente de vigas. Assim sendo, as rótulas plásticas irão formar-se sobre os elementos verticais, sendo toda a sua ductilidade explorada através da armadura longitudinal desses elementos. Por este motivo, no cálculo dos momentos de extremidades associados à formação das rótulas plásticas em pilares foram apenas incluídos os momentos resistentes destes elementos, o que resultou na utilização do valor máximo de 1,0 na expressão 3.19..

O esforço transversal de cálculo é tanto maior quanto maior a magnitude dos momentos de extremidade. Assim sendo, para o dimensionamento sísmico da armadura transversal, deverá ser considerada a situação em que os momentos de extremidade que se desenvolvem são máximos, isto é, a situação para a qual ocorre um esforço axial mínimo e a consequente maximização dos momentos resistentes. Assim sendo, houve preocupação de em dimensionamento considerar influência da altura

da secção em estudo (topo ou base do elemento) e o sentido e direção da ação sísmica, aspetos que contribuem para a variabilidade do esforço axial. Os esforços de corte resultantes (calculados por equilíbrio) são apresentados no quadro 6.22.. Para os efeitos de sobrerresistência, foi considerado o valor recomendado (também 1,0).

Quadro 6.22. – Edifício real: determinação do esforço transversal de cálculo

Pilar	Pisos	$M_{1,d,x}$ (kNm)	$M_{2,d,x}$ (kNm)	$M_{1,d,y}$ (kNm)	$M_{2,d,y}$ (kNm)	$V_{ed,x}$ (kN)	$V_{ed,y}$ (kN)	$A_{sw/s,x}$ (cm ² /m)	$A_{sw/s,y}$ (cm ² /m)
P1B	6 a 7	44,63	47,90	13,38	33,94	32,47	16,60	1,64	0,70
	5 a 6	57,69	51,98	37,53	14,79	38,48	18,36	1,95	0,77
	4 a 5	65,79	58,96	44,25	14,94	43,77	20,77	2,22	0,87
	3 a 4	73,40	66,14	48,56	14,76	48,96	22,22	2,48	0,93
	2 a 3	79,87	72,36	58,13	14,25	53,42	25,40	2,70	1,07
P1A	1 a 2	100,32	72,96	76,06	64,81	60,80	49,43	3,09	1,48
	0 a 1	80,75	55,46	94,48	82,46	39,48	51,29	2,01	1,54
P2B	6 a 7	16,93	20,25	49,26	48,58	13,05	34,33	0,66	1,44
	5 a 6	14,12	7,04	64,51	63,68	7,42	44,98	0,38	1,89
	4 a 5	16,51	7,57	74,44	74,92	8,45	52,41	0,43	2,20
	3 a 4	15,83	6,94	81,95	82,80	7,99	57,81	0,40	2,43
	2 a 3	6,20	12,55	84,56	86,30	6,58	59,95	0,33	2,52
P2A	1 a 2	19,12	6,92	106,53	104,87	9,14	74,18	0,46	2,22
	0 a 1	33,55	4,99	116,22	115,63	13,52	81,35	0,69	2,45
P3C	6 a 7	85,14	84,62	7,59	12,74	59,56	7,13	3,01	0,30
	5 a 6	109,76	108,92	14,71	8,61	76,73	8,18	3,90	0,35
	4 a 5	123,15	122,26	82,91	12,19	86,11	33,37	4,42	1,42
P3B	3 a 4	184,60	143,72	110,86	120,41	115,20	81,15	5,92	1,89
	2 a 3	116,59	76,14	138,08	123,55	67,63	91,80	3,47	2,14
P3A	1 a 2	247,05	164,77	214,42	199,09	144,50	145,09	7,35	2,16
	0 a 1	166,58	87,45	253,09	236,55	89,13	171,80	4,67	2,58

No que diz respeito às disposições construtivas, o regulamento identifica diferentes considerações para duas zonas distintas: zona corrente e zona crítica. A zona corrente deve seguir as cláusulas do EC2 referentes a armadura transversal de pilares. Já para a zona crítica, devem ser considerados todos os requisitos definidos no EC8, com exceção do critério 3.24. e do valor mínimo da taxa mecânica

volumétrica de cintas, que apenas necessitam de ser verificados na zona crítica da base do edifício. No Quadro 6.23. são expostas as soluções de estribos adotadas.

Quadro 6.23. - Edifício real: soluções de armadura transversal

Pilar	Pisos	$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	Solução zona crítica na base (ZCB)	Solução zona crítica (ZC)	Solução zona corrente (ZCO)	$A_{sw/s}$ da solução ZCB (cm ² /m)	$A_{sw/s}$ da solução ZC (cm ² /m)	$A_{sw/s}$ da solução ZCO (cm ² /m)
P1B	6 a 7	1,64	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
	5 a 6	1,95	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
	4 a 5	2,22	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
	3 a 4	2,48	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
	2 a 3	2,70	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
P1A	1 a 2	3,09	-	2eø6//0,075	2eø6//0,075	-	15,08	15,08
	0 a 1	2,01	2eø6//0,075	2eø6//0,075	2eø6//0,15	15,08	15,08	7,54
P2B	6 a 7	1,44	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
	5 a 6	1,89	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
	4 a 5	2,20	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
	3 a 4	2,43	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
	2 a 3	2,97	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
P2A	1 a 2	2,22	-	2eø6//0,075	2eø6//0,15	-	15,08	7,54
	0 a 1	2,45	2eø8//0,075	2eø8//0,075	2eø8//0,15	26,81	26,81	13,40
P3C	6 a 7	3,01	-	ø6//0,075	ø6//0,075	-	7,54	7,54
	5 a 6	3,90	-	ø6//0,075	ø6//0,075	-	7,54	7,54
	4 a 5	4,42	-	ø6//0,075	ø6//0,075	-	7,54	7,54
P3B	3 a 4	5,92	-	2eø6//0,075	2eø6//0,15	-	15,08	7,54
	2 a 3	3,47	-	2eø6//0,075	2eø6//0,15	-	15,08	7,54
P3A	1 a 2	7,35	-	3eø6//0,075	3eø6//0,15	-	22,62	11,31
	0 a 1	4,67	3eø8//0,075	3eø8//0,075	3eø8//0,15	40,21	40,21	20,11

Analisando as soluções propostas, verifica-se que o diâmetro mínimo é cumprido, sendo apenas utilizados varões com 8 e 6 mm de diâmetro.

As cintas utilizadas permitem o travamento de varões longitudinais sem que os respetivos limites de espaçamento sejam ultrapassados. Estes requisitos, embora bastantes simples, determinam a utilização de um número de estribos superior ao habitual.

As equações 3.22. e 3.32. permitem determinar o comprimento da zona crítica e o espaçamento máximo de estribos localizados nessa zona (Quadro 6.24.).

Quadro 6.24. – Edifício real: comprimento e espaçamento máximo da zona crítica

Pilar	Pisos	$L_{crítico}$	S_{max} zona crítica (mm)
P1B	6 a 7	0,475	80
	2 a 6	0,475	87
P1A	1 a 2	0,475	87
	0 a 1	0,575	87
P2B	6 a 7	0,475	80
	2 a 6	0,475	87
P2A	1 a 2	0,475	87
	0 a 1	0,575	86
P3C	6 a 7	0,475	80
	4 a 6	0,475	87
P3B	2 a 4	0,500	87
P3A	1 a 2	0,750	87
	0 a 1	0,750	86

A validação do critério de confinamento na zona crítica da base dos pilares exigiu a determinação do fator de ductilidade em curvatura (sistema 3.17.) para o qual foi considerado um fator q_0 igual a 3 (sistema de paredes) e o período fundamental de 0,847s. Os parâmetros úteis à verificação destes requisitos são apresentados no Quadro 6.25.. Observa-se que o presente critério impõe a utilização de quantidades de armadura muito superiores às exigidas pelas verificações de resistência.

Na Fig.6.12. é apresentada a solução final da zona crítica do pilar P3 na base do edifício. As secções dos restantes pilares são apresentadas no Anexo 4.

Quadro 6.25. - Edifício real: confinamento do betão e taxa mecânica volumétrica de cintas

Pilar	Piso	μ_ϕ	v_d	$\varepsilon_{sy,d}$	α_n	α_s	ω_{wd}	$\alpha\omega_{wd}$	$30\mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$
P1	0 a 1		0,21		0,76	0,69	0,172	0,091	0,061
P2	0 a 1	5	0,45	0,0022	0,76	0,69	0,311	0,175	0,171
P3	0 a 1		0,58		0,73	0,74	0,332	0,238	0,237

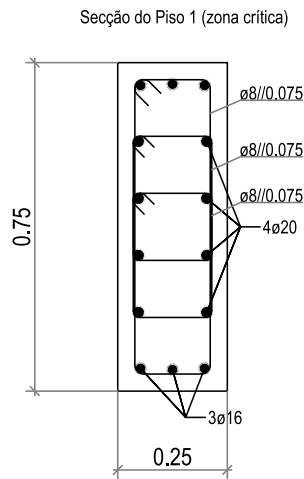


Fig.6.12. – Solução de armadura da zona crítica do pilar P3 na base do edifício

6.6. MODELO 2: EDIFÍCIO MODIFICADO

6.6.1 ASPETOS GERAIS

Com a análise do modelo anterior foi possível identificar que as principais causas das irregularidades observadas foram a existência de recuos de elevada dimensão, a geometria em “L” e uma altura útil do primeiro piso superior à dos restantes níveis. A construção do modelo regular focou-se sobre a eliminação destas condicionantes tendo sido realizadas as seguintes alterações:

- Um dos apêndices do edifício foi excluído, tornando a sua geometria em planta aproximadamente retangular. Na eventualidade de não ser possível a alteração da geometria inicial, poderiam ser adotadas juntas sísmicas (definidas de acordo com 3.6.4.4.) que favorecessem o comportamento independente das frações perante a ação sísmica;
- Todos os recuos do edifício foram eliminados, com exceção do recuo do piso 6 que, embora mantido, sofreu uma redução significativa das suas dimensões. A remoção de parte do edifício facilitou esta alteração, pois era na parcela removida que se encontravam grande parte das irregularidades de avanços e recuos;

- A altura útil do primeiro piso foi reduzida para um valor equivalente ao dos restantes pisos (2,85m).

O modelo concebido encontra-se representado nas Fig.6.12 e 6.13 tendo sido a sua massa igualmente validada. A envolvente sísmica foi novamente condicionada por uma ação tipo 2 (mais gravosa).

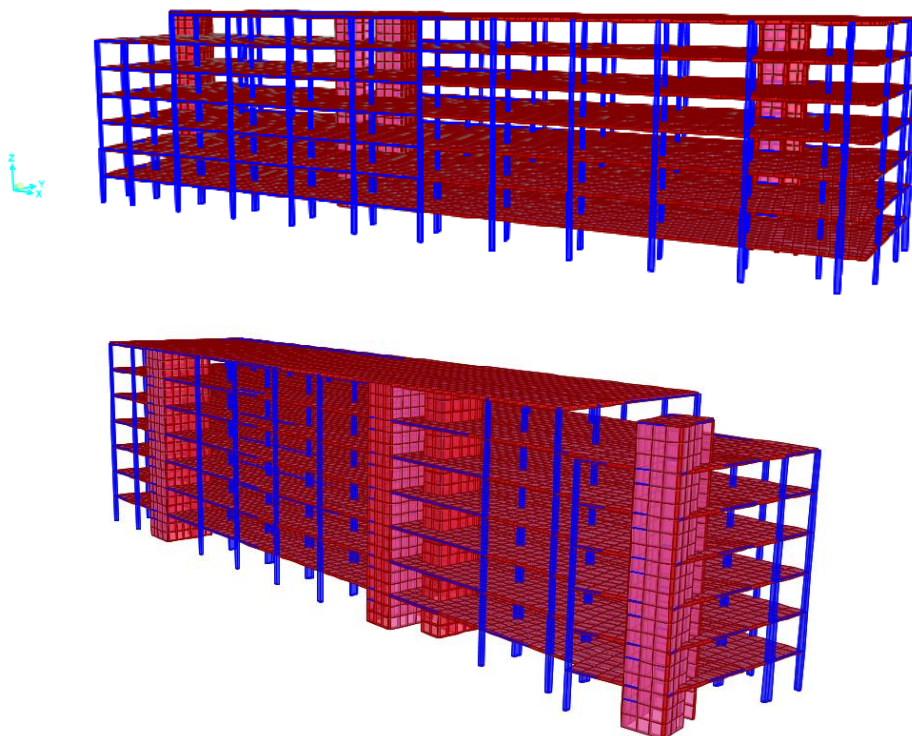


Fig.6.13. - Edifício modificado: vistas frontal (cima) e traseira (baixo) do modelo em SAP2000

6.6.2. AVALIAÇÃO DA REGULARIDADE

À semelhança do que foi realizado para o edifício real, para cada piso, serão verificados os critérios de regularidade em planta e altura, mediante a atribuição da classificação conforme (“C”) e não conforme (“NC”).

6.6.2.1. Critérios de Regularidade em Planta

Relativamente aos critérios em planta obtiveram-se as seguintes conclusões:

- Massa e rigidez Lateral aproximadamente simétricas

Tendo em conta as características do modelo, foi seguido o procedimento estabelecido por André Lima. É possível verificar que o critério de simetria apenas é cumprido para as posições do centro de massa.

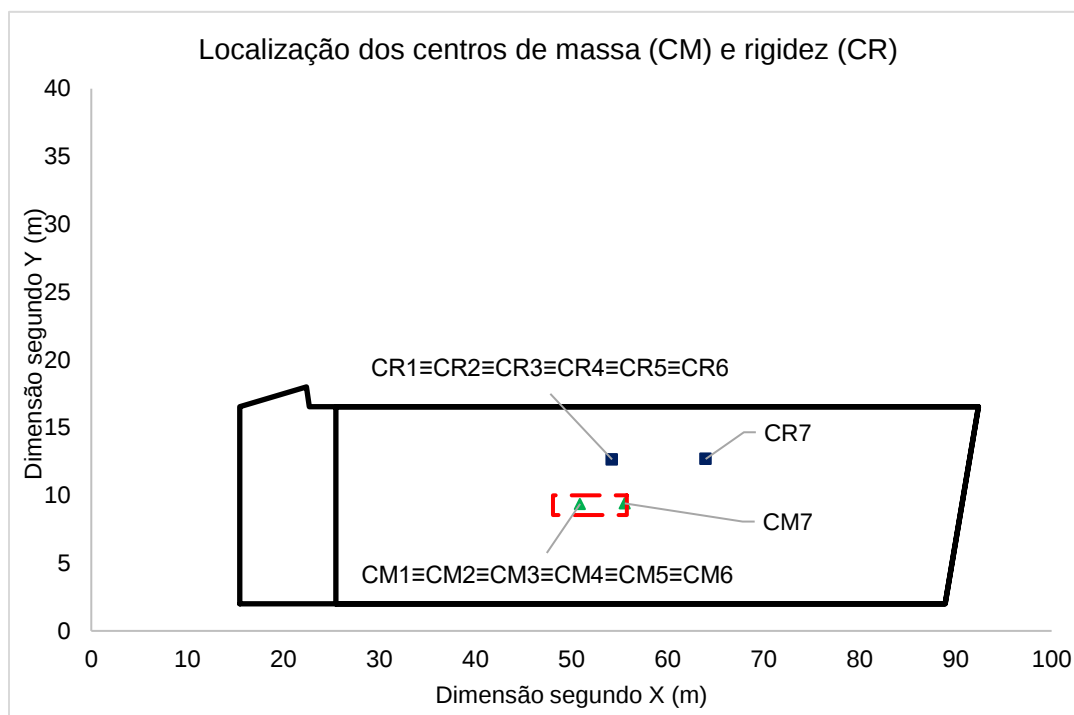


Fig.6.14. - Edifício modificado: localização dos centros de massa e de rigidez

▪ Condição de diafragma rígido

As modificações realizadas contribuíram para a melhoria dos resultados em alguns pisos, contudo a redução verificada não é suficiente para que o critério seja satisfeito.

Quadro 6.26. – Edifício modificado: condição de diafragma rígido

Pisos	Direção X			Direção Y		
	$d_{r, \text{ real}}$	$d_{r, \text{ rígido}}$	Variação (%)	$d_{r, \text{ real}}$	$d_{r, \text{ rígido}}$	Variação (%)
7	0,0048	0,0048	1,02%	0,0054	0,0071	31,47%
6	0,0054	0,0054	0,08%	0,0073	0,0060	18,08%
5	0,0057	0,0057	0,07%	0,0058	0,0058	0,55%
4	0,0055	0,0055	0,41%	0,0047	0,0051	9,34%
3	0,0049	0,0049	1,09%	0,0040	0,0043	7,47%
2	0,0039	0,0038	0,79%	0,0029	0,0030	4,96%
1	0,0024	0,0024	1,23%	0,0016	0,0015	6,70%

▪ Configuração Compacta

A eliminação de um dos apêndices revelou-se fundamental para o cumprimento deste requisito, pois permitiu que o edifício adquirisse uma geometria aproximadamente retangular (forma convexa). As pequenas percentagens apresentadas no Quadro 6.29. resultam de um pequeno desalinhamento entre a fachada do edifício e os limites do núcleo N3. Esta discrepância está relacionada com a rotação que os eixos principais do núcleo apresentam relativamente aos eixos principais do edifício (tal como observado na Fig.6.13.). Resultou uma percentagem de 4,61% (inferior ao limite de 5%) e, portanto, o critério é cumprido.

Quadro 6.27. - Edifício modificado: configuração compacta

Piso	$A_{\text{piso}} \text{ (m}^2\text{)}$	$A_{\text{dif}} \text{ (m}^2\text{)}$	$A_{\text{dif}}/A_{\text{piso}} \text{ (%)}$	C/NC
7	960,38	0,00	0,00	C
1 a 6	1 099,20	50,64	4,61	C

▪ Excentricidade Estrutural e Raio de torção

A excentricidade estrutural é praticamente constante em altura, o que se deve à reduzida variabilidade da posição dos centros de rigidez e de massa. Para este efeito, contribui o piso-tipo dos níveis um a seis, cuja geometria da laje e localização dos elementos verticais asseguram distribuições de rigidez e de massa que se repetem em altura. Verificam-se apenas grandes oscilações para o piso sete segundo a direção X, como resultado da interrupção do núcleo N3. O mesmo não acontece para a direção Y pelo facto de o núcleo N3 estar alinhado com os restantes núcleos e próximo da coordenada Y do centro de rigidez.

Da análise dos resultados observa-se ainda que a condição de rigidez de torção mínima é respeitada para ambas as direções. Apenas se verificou a violação do critério de excentricidade para o último piso e, portanto, este incumprimento apresenta uma reduzida influência sobre o comportamento global. Contudo, e à luz do disposto no código, este critério é considerado como não satisfeito.

Quadro 6.28. - Edifício modificado: excentricidade estrutural e raio de torção, para a direção X

Piso	l_s	$e_{0Y} \leq 0,30 \cdot r_y$		$r_y \geq l_s$	
		e_{0Y}	$0,30 \cdot r_y$	C/NC	C/NC
7	19,71	5,27	9,78	C	C
6	22,19	5,33	12,47	C	C
5	22,19	5,33	12,47	C	C
3 e 4	22,19	5,31	12,49	C	C
2	22,19	5,28	12,51	C	C
1	22,19	5,28	12,51	C	C

Quadro 6.29. - Edifício modificado: excentricidade estrutural e raio de torção, para a direção Y

Piso	l_s	$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x$		$r_x \geq l_s$		
		e_{0x}	$0,30 \cdot r_x$	C/NC	r_x	C/NC
7	19,71	8,42	5,76	NC	19,20	C
6	22,19	3,39	7,73	C	25,75	C
5	22,19	3,39	7,73	C	25,75	C
3 e 4	22,19	3,38	7,72	C	25,75	C
2	22,19	3,33	7,71	C	25,71	C
1	22,19	3,33	7,71	C	25,71	C

- Esbelteza em planta:

Analisando o Quadro 6.30. é possível concluir que o critério não é satisfeito. De facto, as alterações realizadas não tiveram impacto sobre a parcela alongada do edifício original e, como tal, não houve melhorias no que a este aspeto diz respeito. A solução passaria pela divisão do edifício em parcelas com esbelteza menor (aproximação da forma quadrada) através da introdução de juntas sísmicas.

Para todos os efeitos, o critério será desprezado pois a condição adicional da versão *draft* é igualmente verificada.

Quadro 6.30. - Edifício modificado: critério de esbelteza em planta

Piso	λ_1	C/NC	$0,5 \lambda$	Nº de alinhamentos mínimo
7	4.6	NC	2,3	3
1 a 6	5.3	NC	2,6	3

6.6.2.2. Critérios de Regularidade em Altura

No que diz respeito à regularidade em altura constatou-se o seguinte:

- Continuidade do sistema resistente

Apesar de continuarem a existir elementos cujo desenvolvimento termina no piso seis, as alterações realizadas não introduziram a descontinuidade de qualquer elemento vertical e, como tal, pode considerar-se o critério cumprido.

- Distribuições de massa e rigidez constantes ou com redução gradual em altura

Tal como referido anteriormente, a existência de recuos prejudicava significativamente a regularidade do edifício. Além de apresentarem dimensões elevadas, contribuíam para drásticas variações de massa e rigidez. Assim, com a sua eliminação, foi possível a uniformização da geometria dos pisos

e, consequentemente, a homogeneização da massa em altura, variando apenas na transição entre os pisos 6 e 7 (coincidente com o único recuo existente) e sem que o limite do código seja ultrapassado (Quadro 6.31.).

Quadro 6.31. - Edifício modificado: variação da massa em altura

Pisos	Peso correspondentes à massa (kN)	Variação da massa (%)	C/NC
7	10 564,23	14,57	C
6	12 365,98	-	C
5	12 365,98	-	C
4	12 365,98	-	C
3	12 365,98	-	C
2	12 365,98	-	C
1	12 365, 98	-	-

No que refere à rigidez, mediante padronização da altura útil dos pisos, foi possível a eliminação da irregularidade *soft-storey* do piso um, cuja variação era a mais condicionante.

As variações relacionadas com a redução das secções em altura apresentam um impacto reduzido sobre a avaliação tendo se verificado percentagens inferiores a 1,25%.

A redução de rigidez verificada ao nível do piso sete está relacionada com a interrupção de alguns elementos verticais, em especial o núcleo N3. Apesar de o núcleo N3 se desenvolver desde a base até ao topo não contribui para a rigidez da laje da cobertura, verificando-se por isso uma redução bastante significativa (próximo dos 20%). Todos os pisos cumprem o limite do código e por isso o critério é considerado cumprido. (Quadro 6.32.).

Quadro 6.32. – Edifício modificado: variação da rigidez lateral em altura, para ambas as direções

Pisos	Rigidez lateral segundo X ($\times 10^6$ kN/m)	Redução de rigidez em X (%)	C/NC	Rigidez lateral segundo Y ($\times 10^6$ kN/m)	Redução de rigidez em Y (%)	C/NC
7	59,01	19,85	C	22,83	19,18	C
6	73,63	-	C	28,25	-	C
5	73,63	0,43	C	28,25	0,14	C
4	73,95	-	C	28,29	-	C
3	73,95	1,25	C	28,29	0,60	C
2	74,88	-	C	28,46	-	C
1	74,88	-	-	28,46	-	-

- Limitação dos Recuos

Apenas se verifica o recuo do piso sete (altura superior a 15% da altura total do edifício) e, como tal, basta assegurar que para a direção do recuo, a correspondente dimensão não é superior a 20% da dimensão em planta do nível inferior. Verificou-se um recuo de cerca de 10m segundo X, o que corresponde a aproximadamente 13,70% da dimensão do piso 6 (segundo X), ou seja, o critério é verificado.

6.6.3 CLASSIFICAÇÃO ESTRUTURAL

Apesar da eliminação de um dos núcleos do edifício original, o sistema estrutural mantém-se como um sistema de paredes. Este resultado é evidenciado por ambos os métodos (Quadros 6.33. e 6.34.)

Quadro 6.33. - Edifício modificado: classificação estrutural através do método simplificado

Piso	$A_{paredes} / A_{total}$	$I_{x, paredes} / I_{x, total}$	$I_{y, paredes} / I_{y, total}$	Classificação	
				Dir. X	Dir. Y
7	78,88%	99,77%	99,33%	Sistema de Paredes	Sistema de Paredes
6	81,07%	99,79%	99,45%		
5	81,07%	99,79%	99,45%		
3 e 4	76,47%	99,36%	99,32%		
2	69,71%	98,12%	98,72%		
1	69,71%	98,12%	98,72%		

Quadro 6.34. - Edifício modificado: classificação estrutural segundo o EC8

Combinação	Corte Basal Paredes (kN)		Corte Basal Total (kN)		Rácio (%)	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
Envolvente sísmica - MIN	986	2619	1032	2870	95,51%	91,26%
Envolvente sísmica - MAX	3706	2783	3846	2870	96,37%	96,98%

O modelo em estudo é regular em altura e, como tal, deixou de ser necessária a redução do coeficiente de comportamento em 20%. Por este motivo, verificou-se um aumento do valor máximo admissível do coeficiente de 2,4 para 3,0. Apesar de tudo, tendo em conta que a irregularidade em planta se mantém, foi assumido um coeficiente de comportamento de 2,8.

Quadro 6.35. - Edifício modificado: determinação do coeficiente de comportamento para as direções X e Y

Direção	q_0	$\sum h_{wi}$	$\sum h_{wi}$	α_0	k_w	Regularidade em altura (C/NC)	$q = q_0 \cdot k_w$
X	3,0	179,55	23,06	7,79	1,0	C	3,0
Y	3,0	199,50	30,90	6,46	1,0	C	3,0

6.6.4. ANÁLISE MODAL

Com a alteração das distribuições de rigidez e de massa, ocorreu a modificação das propriedades modais do edifício, tendo resultado o seguinte:

- O primeiro modo corresponde a uma translação segundo X e apresenta um período de 0,849s. Comparativamente com o modelo real, verificou-se uma redução da componente torsional (Fig.6.17.).
- O segundo modo corresponde a uma translação segundo Y e apresenta um período de 0,678s (Fig.6.18.).
- O terceiro modo corresponde a uma rotação segundo Z com um período de 0,578s (Fig.6.19.).

De uma forma geral, verificou-se uma intensificação dos movimentos modais principais, isto é, os movimentos dominantes dos três primeiros modos admitiram percentagens de massa efetiva superiores. Todavia, foram necessários 18 modos para que fosse verificada a condição do EC8.

Quadro 6.36. - Edifício modificado: período e percentagem de massa efetiva dos primeiros 18 modos

Modo	T (s)	M _{eff} (%)			Valores acumulados de M _{eff}		
		UX	UY	RZ	UX	UY	RZ
1	0,849	65,46	0,19	4,69	65,46	0,19	4,69
2	0,678	0,73	64,98	2,68	66,19	65,17	7,36
3	0,578	4,21	3,06	60,50	70,40	68,23	67,86
4	0,257	0,00	0,01	0,00	70,40	68,24	67,86
5	0,251	2,42	0,77	1,82	72,81	69,01	69,68
6	0,245	0,02	0,05	0,04	72,84	69,06	69,72
7	0,227	13,98	0,03	0,29	86,82	69,08	70,01
8	0,217	0,00	0,24	0,02	86,82	69,32	70,03
9	0,212	0,02	0,01	0,07	86,84	69,33	70,10
10	0,198	0,38	0,00	0,01	87,22	69,33	70,11
11	0,183	0,05	15,03	0,64	87,27	84,37	70,74
12	0,166	0,61	0,00	3,92	87,88	84,37	74,66
13	0,153	0,06	1,58	0,00	87,94	85,95	74,66
14	0,147	2,06	0,06	4,32	90,00	86,01	78,99
15	0,136	1,04	1,05	7,89	91,04	87,06	86,88
16	0,113	0,83	4,51	1,18	91,87	91,57	88,06
17	0,111	3,13	2,71	1,88	95,00	94,28	89,93
18	0,104	1,65	0,01	2,67	96,65	94,29	92,60

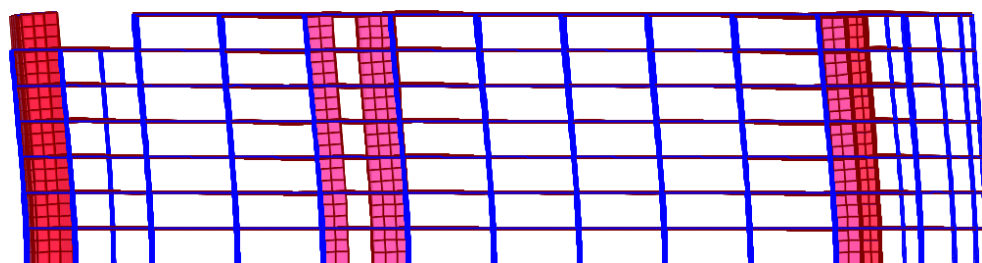


Fig.6.15. - Edifício modificado: translação segundo X no primeiro modo (plano XZ)

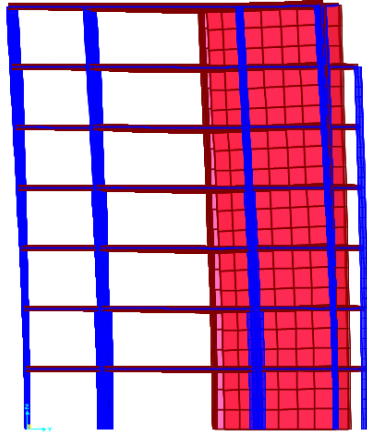


Fig. 6.16. - Edifício modificado: translação segundo Y no segundo modo (plano YZ)

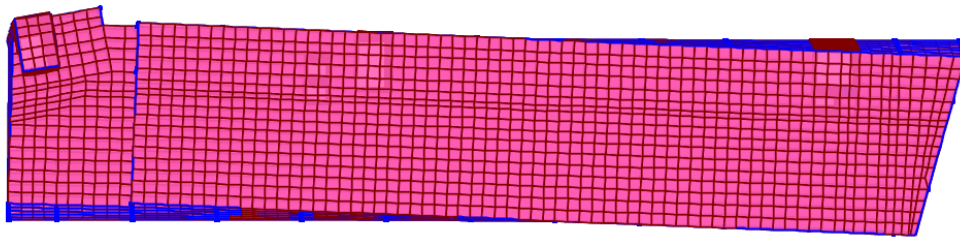


Fig.6.17. - Edifício modificado: rotação segundo Z no terceiro modo (plano XY)

6.6.5. FORÇAS DE CORTE

Na Fig.6.20. são apresentadas as distribuições das forças de corte por piso e para cada direção. Comparativamente com o edifício real, verifica-se uma redução da sua magnitude, sendo o valor máximo 3845kN para a direção X.

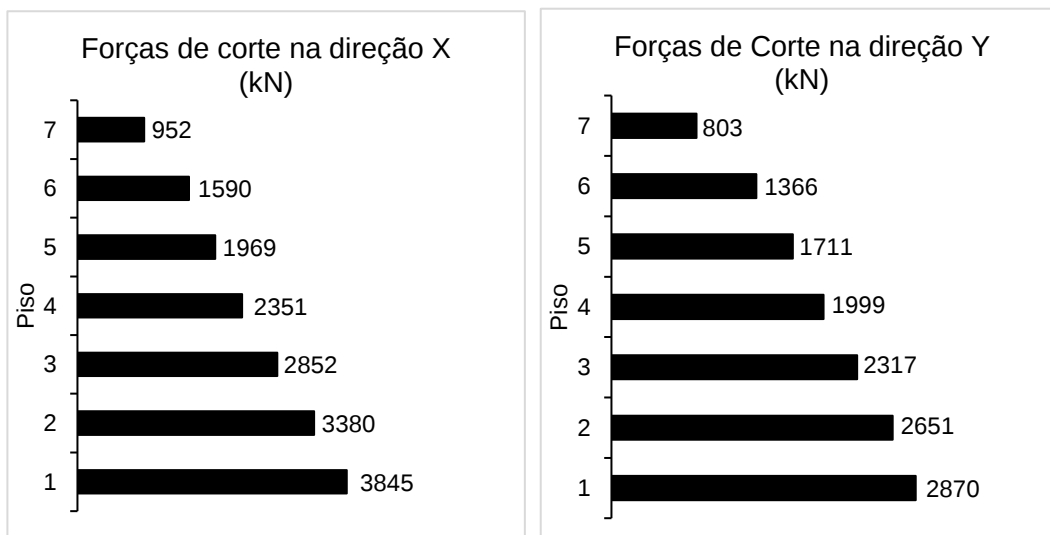


Fig.6.18. – Edifício modificado: forças de corte máximas por piso, segundo as direções X (esquerda) e Y (direita)

6.6.6. DEFORMAÇÃO

Os deslocamentos obtidos são apresentados no Quadro 6.37.. À semelhança do edifício real, o perfil de deformação em altura é característico de sistemas de paredes (Fig.6.21).

Quadro 6.37. - Edifício modificado: deformação por piso

Piso	d_e (m)		d_s (m)	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
7	0,0114	0,0110	0,0270	0,0263
6	0,0096	0,0087	0,0231	0,0209
5	0,0078	0,0066	0,0186	0,0159
4	0,0058	0,0047	0,0140	0,0112
3	0,0039	0,0030	0,0094	0,0072
2	0,0022	0,0016	0,0053	0,0038
1	0,0008	0,0006	0,0019	0,00114

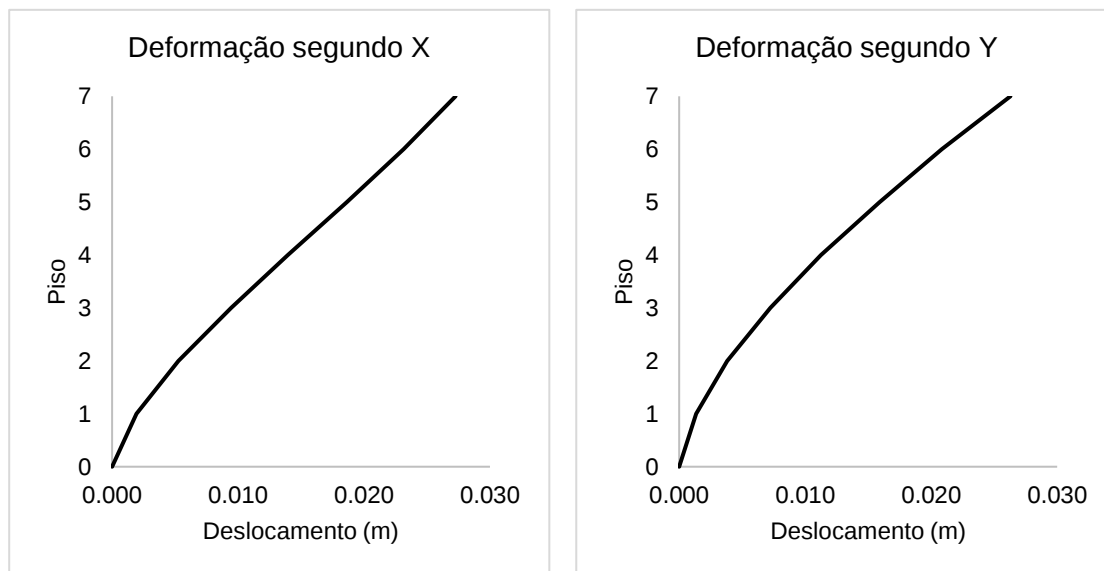


Fig.6.19. Edifício modificado: deformação segundo as direções X (esquerda) e Y (direita)

6.6.7. LIMITAÇÃO DE DANOS

À semelhança do modelo irregular, o critério de limitação e danos encontra-se controlado, tendo-se verificado valores de *drift* normalizado bastante reduzidos.

Quadro 6.38. - Edifício modificado: controlo do *drift* do piso

Piso	d_r (m)		h (m)	v	$v \cdot \frac{d_r}{h}$	
	Dir. X	Dir. Y			Dir. X	Dir. Y
7	0,0041	0,0054	2,85	0,5	0,0007	0,0010
6	0,0048	0,0050	2,85	0,5	0,0008	0,0009
5	0,0047	0,0047	2,85	0,5	0,0008	0,0008
4	0,0045	0,0040	2,85	0,5	0,0008	0,0007
3	0,0042	0,0034	2,85	0,5	0,0007	0,0006
2	0,0033	0,0025	2,85	0,5	0,0006	0,0004
1	0,0019	0,0014	2,85	0,5	0,0003	0,0002

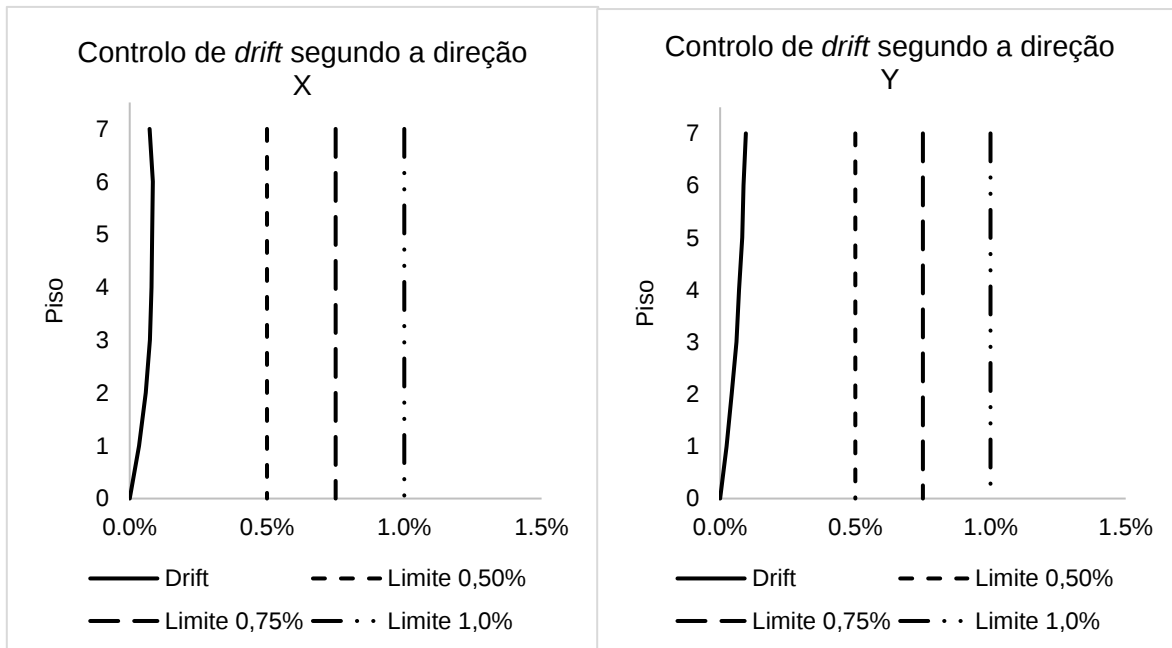


Fig.6.20. - Edifício modificado: controlo de *drift* para as direções X (esquerda) e Y (direita)

6.6.8. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

De acordo com os dados, não é necessária a consideração de efeitos de segunda ordem, pois os valores do coeficiente de sensibilidade são inferiores a 0,1 para todos os pisos e para ambas as direções.

Quadro 6.39. - Determinação do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, θ

Piso	h (m)	P _{tot} (kN)	V _{tot} (kN)		d _r		θ	
			Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
7	2,85	10506	3845	2870	0,0041	0,0054	0,0040	0,0070
6	2,85	23774	3380	2651	0,0048	0,0050	0,0112	0,0156
5	2,85	37246	2852	2317	0,0047	0,0047	0,0213	0,0263
4	2,85	50718	2351	1999	0,0045	0,0040	0,0342	0,0356
3	2,85	64258	1969	1711	0,0042	0,0034	0,0478	0,0453
2	2,85	77797	1590	1366	0,0033	0,0025	0,0573	0,0490
1	2,85	91462	952	803	0,0019	0,0014	0,0538	0,0448

6.6.9. DIMENSIONAMENTO DE PILARES

Foram considerados os mesmos requisitos e abordagens utilizados para o edifício real. A condição geométrica foi desprezada (pois θ é inferior 0,01) e os valores limite de esforço normal reduzido foram cumpridos Quadro 6.40..

Quadro 6.40. - Edifício modificado: esforço normal reduzido

Pilar	A _c (m ²)	f _{cd} (MPa)	N _{max, sísmico}	ν_d
P1B	0,075	26,67	382	0,19
P1A	0,100		539	0,20
P2B	0,075		849	0,42
P2A	0,100		1193	0,45
P3C	0,075		1244	0,62
P3B	0,125		2074	0,62
P3A	0,188		2916	0,58

6.6.9.1. Armadura Longitudinal

As soluções de armaduras longitudinais determinadas para o edifício modificado são praticamente coincidentes com as soluções obtidas para o edifício real, verificando-se apenas uma redução da armadura do piso 1 do pilar 3C. Todas as soluções apresentadas cumprem as disposições construtivas de projeto sísmico anteriormente referidas.

Quadro 6.41. - Edifício modificado: taxa de armadura longitudinal

Pilar	Pisos	Armadura	Ac (m ²)	As (cm ²)	ρ_l (%)
P1B	3 a 6	10Ø10	0,075	7,85	1,05%
P1A	1 e 2	10Ø12	0,100	11,31	1,13%
P2B	3 a 7	10Ø10	0,075	7,85	1,05%
P2A	1 e 2	10Ø12	0,100	11,31	1,13%
P3C	5	10Ø16	0,075	20,11	2,68%
	6	10Ø12		11,31	1,51%
	7	10Ø10		7,85	1,05%
P3B	3 e 4	10Ø16	0,125	20,11	1,61%
P3A	1	14Ø16	0,188	28,15	1,50%
	2	14Ø16		28,15	1,50%

6.6.9.2. Armadura Transversal

O procedimento utilizado para a determinação da armadura transversal seguiu os pressupostos referidos anteriormente para o edifício real. No Quadro 6.42. são apresentadas as grandezas utilizadas na determinação dos esforços transversos de cálculo, os quais serviram de base à definição das soluções apresentadas no Quadro 6.43.. Todas as disposições construtivas foram cumpridas.

Como se pode observar, as soluções de armadura transversal sugeridas não sofreram qualquer alteração comparativamente ao proposto no edifício real. Em anexo são apresentados os desenhos das várias secções (Anexo 4).

Quadro 6.42. - Edifício modificado: determinação do esforço transversal de cálculo

Pilar	Pisos	M _{1,d,x} (kNm)	M _{2,d,x} (kNm)	M _{1,d,y} (kNm)	M _{2,d,y} (kNm)	V _{ed,x} (kN)	V _{ed,y} (kN)	A _{sw/s,x} (cm ² /m)	A _{sw/s,y} (cm ² /m)
P1B	6 a 7	45,32	47,18	13,53	32,39	32,46	16,11	1,64	0,68
	5 a 6	56,87	52,50	14,52	36,06	38,38	17,75	1,94	0,75
	4 a 5	64,66	59,55	42,85	15,44	43,58	20,45	2,21	0,86
	3 a 4	72,32	66,67	12,82	47,60	48,77	21,20	2,47	0,89
	2 a 3	78,51	72,93	56,26	15,78	53,14	25,28	2,69	1,06
P1A	1 a 2	96,60	75,66	74,65	65,63	60,44	49,22	2,82	1,35
	0 a 1	83,27	60,11	91,57	81,24	50,31	60,64	2,34	1,66
P2B	6 a 7	6,52	17,59	49,07	48,74	8,46	34,32	0,43	1,44
	5 a 6	3,33	13,96	63,82	64,43	6,06	45,00	0,31	1,89
	4 a 5	15,86	4,20	75,23	73,92	7,04	52,34	0,36	2,20
	3 a 4	15,52	3,89	82,67	81,51	6,81	57,60	0,34	2,42
	2 a 3	12,65	3,25	85,88	84,24	5,58	59,69	0,28	2,51
P2A	1 a 2	19,37	4,33	115,59	113,76	8,31	80,47	0,42	2,41
	0 a 1	31,34	3,67	115,99	115,35	12,29	81,17	0,63	2,45
P3C	6 a 7	85,57	84,53	5,22	11,79	59,68	5,97	3,02	0,25
	5 a 6	110,93	108,30	14,03	5,41	76,92	6,82	3,89	0,29
	4 a 5	123,85	121,50	82,81	5,31	86,09	30,92	4,42	1,32
P3B	3 a 4	168,57	162,85	122,19	106,23	116,29	80,15	5,97	1,87
	2 a 3	109,09	80,35	136,20	124,88	66,47	91,61	3,41	2,14
P3A	1 a 2	245,47	169,33	212,71	199,16	145,54	144,52	7,40	2,15
	0 a 1	141,56	72,73	222,09	209,88	75,19	151,57	3,90	2,27

Quadro 6.43. – Edifício modificado: soluções de armadura transversal

Pilar	Pisos	$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	Solução zona crítica na base (ZCB)	Solução zona crítica (ZC)	Solução zona corrente (ZCO)	$A_{sw/s}$ solução ZCB (cm ² /m)	$A_{sw/s}$ solução ZC (cm ² /m)	$A_{sw/s}$ solução ZCO (cm ² /m)
P1B	6 a 7	1,64	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
	5 a 6	1,95	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
	4 a 5	2,22	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
	3 a 4	2,48	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
	2 a 3	2,70	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
P1A	1 a 2	3,09	-	2ø6//0,075	2ø6//0,075	-	15,08	15,08
	0 a 1	2,01	2ø6//0,075	2ø6//0,075	2ø6//0,15	15,08	15,08	7,54
P2B	6 a 7	1,44	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
	5 a 6	1,89	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
	4 a 5	2,20	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
	3 a 4	2,43	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
	2 a 3	2,97	-	ø6//0,075	ø6//0,15	-	7,54	3,77
P2A	1 a 2	2,22	-	2ø6//0,075	2ø6//0,15	-	15,08	7,54
	0 a 1	2,45	2ø8//0,075	2ø8//0,075	2ø8//0,15	26,81	26,81	13,40
P3C	6 a 7	3,01	-	ø6//0,075	ø6//0,075	-	7,54	7,54
	5 a 6	3,90	-	ø6//0,075	ø6//0,075	-	7,54	7,54
	4 a 5	4,42	-	ø6//0,075	ø6//0,075	-	7,54	7,54
P3B	3 a 4	5,92	-	2ø6//0,075	2ø6//0,15	-	15,08	7,54
	2 a 3	3,47	-	2ø6//0,075	2ø6//0,15	-	15,08	7,54
P3A	1 a 2	7,35	-	3ø6//0,075	3ø6//0,15	-	22,62	11,31
	0 a 1	4,67	3ø8//0,075	3ø8//0,075	3ø8//0,15	40,21	40,21	20,11

Quadro 6.44. - Edifício modificado: comprimento e espaçamento máximo da zona crítica

Pilar	Pisos	$L_{\text{crítico}}$	S_{max} zona crítica (mm)
P1B	6 a 7	0,475	80
	2 a 6	0,475	87
P1A	1 a 2	0,475	87
	0 a 1	0,475	87
P2B	6 a 7	0,475	80
	2 a 6	0,475	87
P2A	1 a 2	0,475	87
	0 a 1	0,475	86
P3C	6 a 7	0,475	80
	4 a 6	0,475	87
P3B	2 a 4	0,500	87
P3A	1 a 2	0,750	87
	0 a 1	0,750	86

Quadro 6.45. - Edifício modificado: confinamento do betão e taxa mecânica volumétrica de cintas

Pilar	Piso	μ_{ϕ}	v_d	$\varepsilon_{sy,d}$	α_n	α_s	ω_{wd}	$\alpha\omega_{wd}$	$30\mu_{\phi}v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$
P1	0 a 1		0,20		0,76	0,69	0,172	0,091	0,060
P2	0 a 1	5	0,45	0,0022	0,76	0,69	0,311	0,175	0,171
P3	0 a 1		0,58		0,73	0,74	0,332	0,238	0,237

7

ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

7.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo foca-se na comparação e síntese dos resultados obtidos para os modelos real e modificado dividindo-se em alguns parâmetros essenciais à caracterização do comportamento sísmico: regularidade, deformação, esforços de cálculo e consequências de dimensionamento.

7.2. REGULARIDADE

Para efeitos comparativos e de síntese são apresentados os Quadros 7.1. e 7.2., onde são resumidas as classificações de cada edifício para cada um dos requisitos exigidos. Tal como pretendido, com as alterações que foram introduzidas o edifício deixou de ser irregular em altura e a irregularidade em planta foi bastante reduzida.

Quadro 7.1. – Avaliação dos critérios de regularidade em altura para os edifícios real e modificado

Regularidade em Altura		Modelo 1: Edifício Real	Modelo 2: Edifício Modificado
Critérios		C/NC	C/NC
1	Continuidade do sistema resistente	C	C
2	a) Distribuição de massa constante ou com redução gradual em altura	NC	C
	b) Distribuição de rigidez constante ou com redução gradual em altura	NC	C
Limitação de recuos			
3	b) No caso de recuo único	-	C
	c) No caso de recuos não simétricos	NC	-
CLASSIFICAÇÃO:		Irregular	Regular

Quadro 7.2. - Avaliação dos critérios de regularidade em planta para os edifícios real e modificado

Regularidade em planta		Modelo 1: Edifício Real	Modelo 2: Edifício Modificado
Critérios		C/NC	C/NC
1	a) Rigidez Lateral aproximadamente simétrica	NC	NC
	b) Massa aproximadamente simétrica	NC	NC
2	Configuração compacta	NC	C
3	Condição de diafragma rígido	NC	NC
4	Esbelteza em planta	NC (desprezável)	NC (desprezável)
5	Excentricidade estrutural (direção X)	NC	C
	Rigidez torsional mínima (direção X)	C	C
	Excentricidade estrutural (direção Y)	NC	C
	Rigidez torsional mínima (direção Y)	C	C
CLASSIFICAÇÃO:		Irregular	Irregular

7.3. REQUISITOS SÍSMICOS DE DEFORMAÇÃO

Para avaliação dos efeitos de deformação foram considerados os deslocamentos relativos máximos (em valor absoluto) de quatro pontos com diferentes localizações em planta, devidamente identificadas na Fig.7.1.. O ponto identificado como J4 não foi analisado para o modelo modificado e para os pisos 6 e 7 do modelo original, uma vez que não existe. Pelo mesmo motivo, não são apresentados os valores do piso 7 para o ponto J3 de ambos os modelos. As designações e pressupostos utilizados seguem o referido no capítulo 6.4.1..

Para o cálculo dos deslocamentos relativos de cada edifício foram consideradas ações e deslocamentos sísmicos devidamente corrigidos pelo respetivo coeficiente de comportamento.

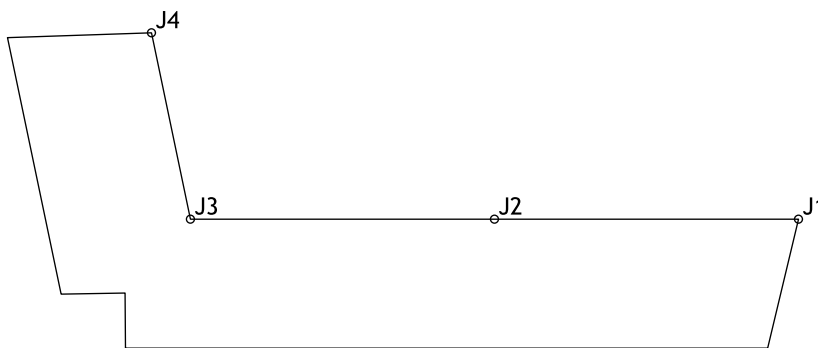


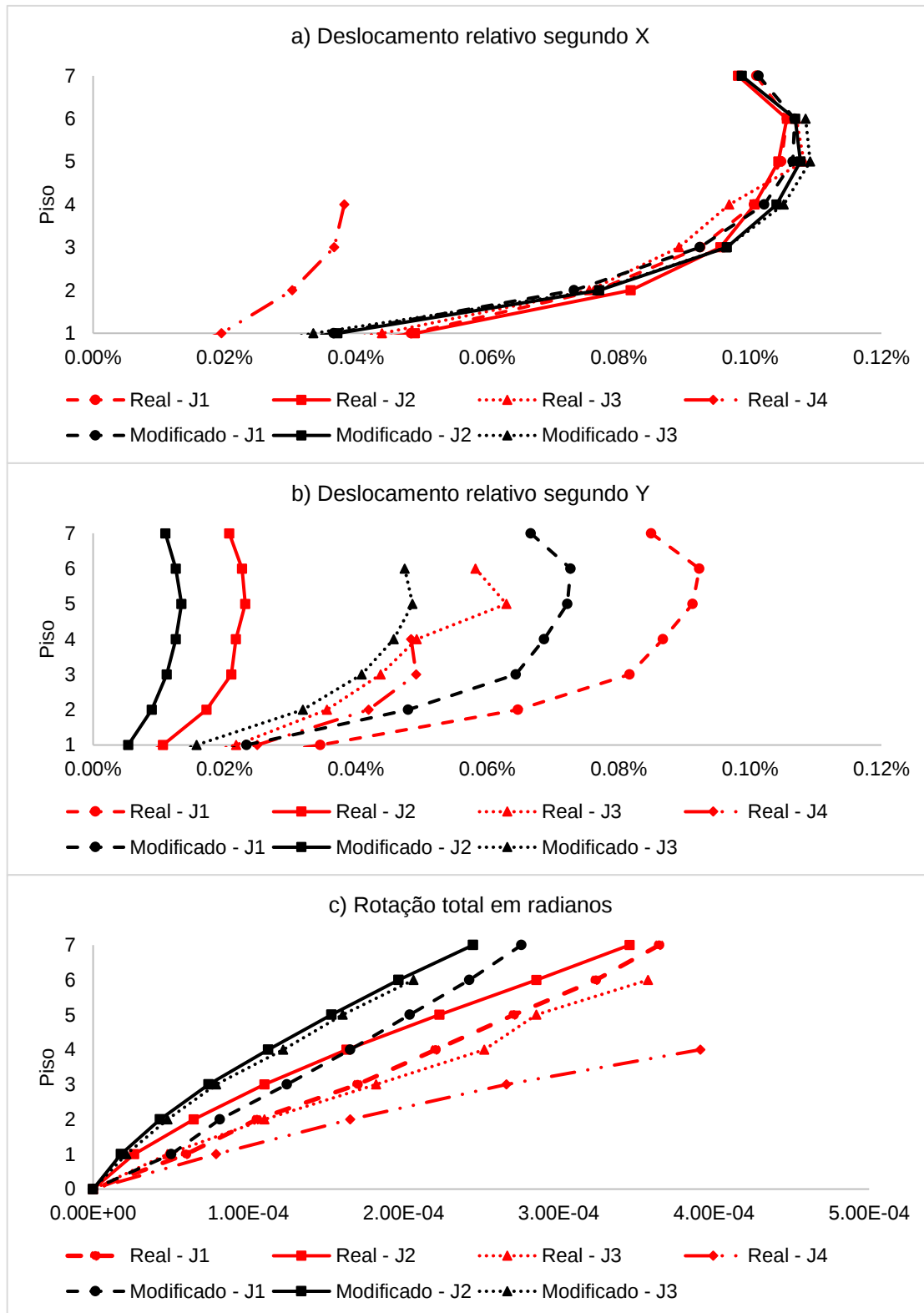
Fig.7.1. - Localização dos pontos onde será avaliada a deformação

Para melhor entendimento dos efeitos provocados por cada uma das componentes horizontais da ação sísmica, foi inicialmente realizada uma análise do comportamento global do edifício para cada uma das direções da ação de forma independente (Fig.7.2. e 7.3.)

De uma forma geral, as distribuições de *drift* em altura apresentam um traçado adequado. Destaca-se a variação acentuada exibida pelas curvas do ponto J3 no piso 5 do modelo real (em especial para a direção Y), variação essa que retrata a interrupção de um dos núcleos do edifício.

Considerando uma ação atuante segundo a direção X verificou-se que os deslocamentos relativos para essa direção são praticamente coincidentes, com exceção do ponto J4. Este resultado explica-se pelo facto de os pontos J1, J2 e J3 se apresentarem alinhados segundo a direção X, direção para a qual é cumprida a condição de diafragma rígido. Não se verificam grandes diferenças com a presença de maiores graus de irregularidade.

No que refere aos deslocamentos relativos desenvolvidos segundo Y, foi possível observar que o modelo real apresenta maiores deformações do que o modelo modificado, o que pode evidenciar uma maior influência da irregularidade. Importa, contudo, reter que a relação que se estabelece não é direta uma vez que um edifício irregular tende a apresentar coeficientes de comportamento inferiores o que resulta em ações sísmicas de cálculo de maior intensidade. Os valores máximos são obtidos para o ponto J1.



Para a componente sísmica atuante segundo Y, foi também verificado que o modelo real tende a apresentar maiores deformações do que o modelo modificado. No caso da direção X essa diferença é graficamente evidente, embora os intervalos de variação sejam bastante reduzidos.

Para a direção Y ocorrem deslocamentos relativos bastante superiores sendo que o ponto J1 se mantém como o mais solicitado. A irregularidade contribui igualmente para o desenvolvimento de deslocamentos relativos superiores.

A translação pura de um edifício com pisos infinitamente rígidos é caracterizada por iguais valores de deslocamento relativo em qualquer ponto do diafragma. Contudo, analisando a informação de cada direção é possível observar que para diferentes alinhamentos, paralelos entre si, os resultados são bastante variáveis. Este comportamento está associado à rotação sofrida por cada piso a qual contribui para uma variação desigual do deslocamento em função da sua localização em planta.

Analisando para cada ponto a rotação experimentada é possível observar que para uma ação aplicada segundo X ocorrem rotações superiores. Este fenómeno é ainda corroborado pela semelhança que os *drifts* de ambas as direções apresentam (igual ordem de grandeza), o que não se verifica para ação aplicada segundo Y, onde há uma clara superioridade dos deslocamentos relativos desenvolvidos segundo a direção da ação.

À primeira vista esta conclusão é refutada pela avaliação de regularidade realizada, pois a excentricidade associada a uma ação aplicada segundo X (e_{0y}) é inferior à excentricidade associada a uma ação aplicada segundo Y (e_{0x}). No entanto, importa entender que considerando os respetivos valores normalizados a relação inverte-se. A geometria alongada do edifício contribui para que o peso relativo de cada excentricidade seja alterado.

O impacto da irregularidade é notório, com o modelo real a ser aquele que sofre maiores rotações para ambas as direções da ação.

Importa por fim compreender qual o efeito provocado pela combinação das ações anteriores. Na Fig.7.4. são apresentados os resultados obtidos para envolvente sísmica das ações que atuam sobre o edifício e relativamente a elas pode-se afirmar o seguinte:

- No caso dos deslocamentos relativos desenvolvidos segundo X, a irregularidade tem um efeito contrário ao observado na análise independente de cada direção. Este facto pode estar relacionado com a diferença de rigidez do sistema lateral resistente de cada modelo (o modelo real apresenta quatro núcleos enquanto o modelo modificado possui apenas três) ou eventualmente com possíveis condições de equilíbrio que ocorram com a aplicação simultânea das ações. Este aspeto vem reafirmar a ausência de uma correspondência direta entre a deformação e a irregularidade devendo por isso existir alguma prudência na análise das suas relações. Verifica-se uma variação média de 0,02% para os pisos intermédios e superiores.
- No caso dos deslocamentos relativos segundo Y, não foi observado um efeito evidente da irregularidade sobre a magnitude da deformação. Pode-se apenas constatar que para o modelo real as deformações dos vários pontos encontram-se distribuídas numa maior extensão, enquanto que para o edifício modificado as curvas são mais próximas.
- As rotações observadas estão de acordo com o descrito para a análise independente. A irregularidade introduz variações de cerca de 40%.

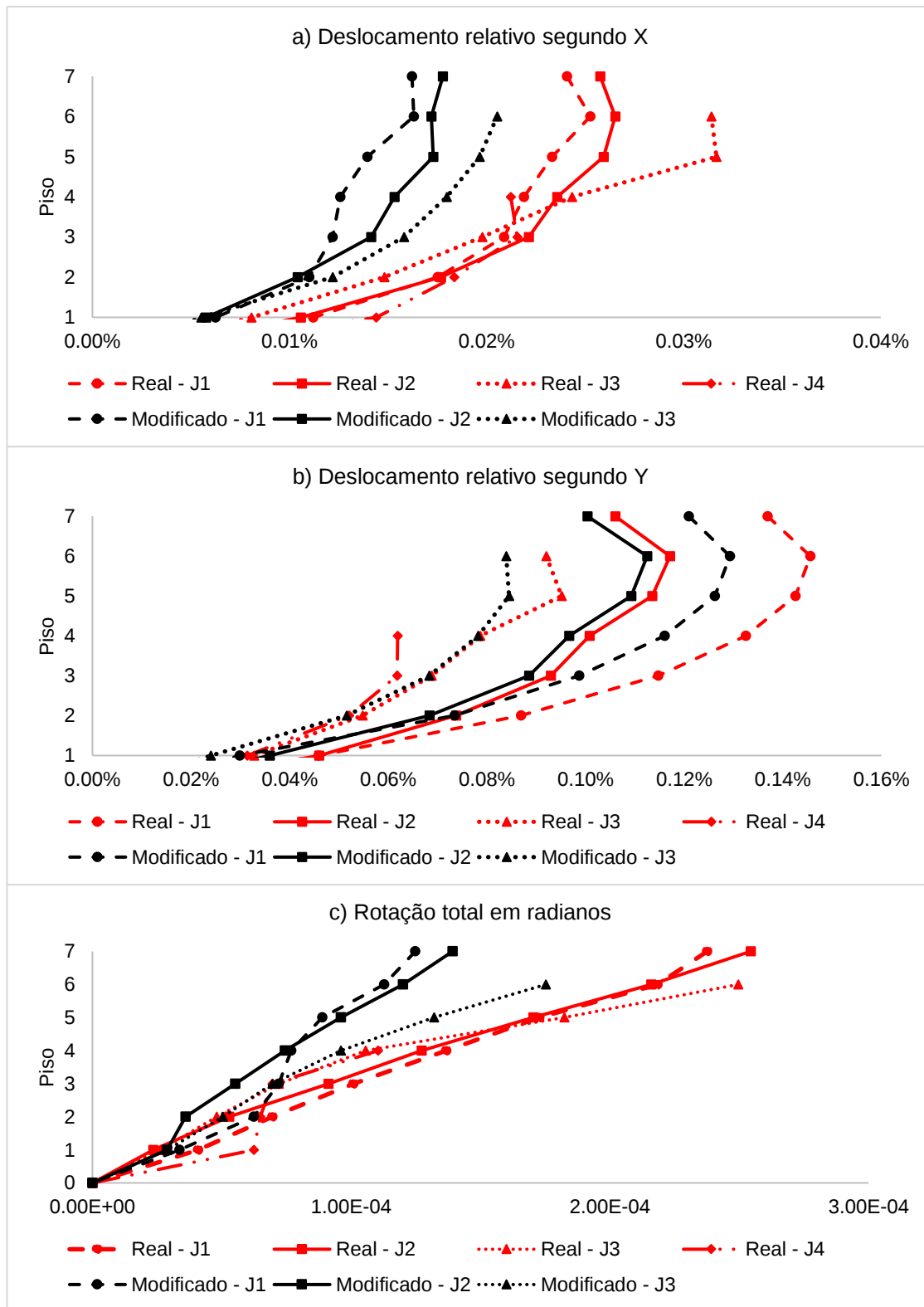
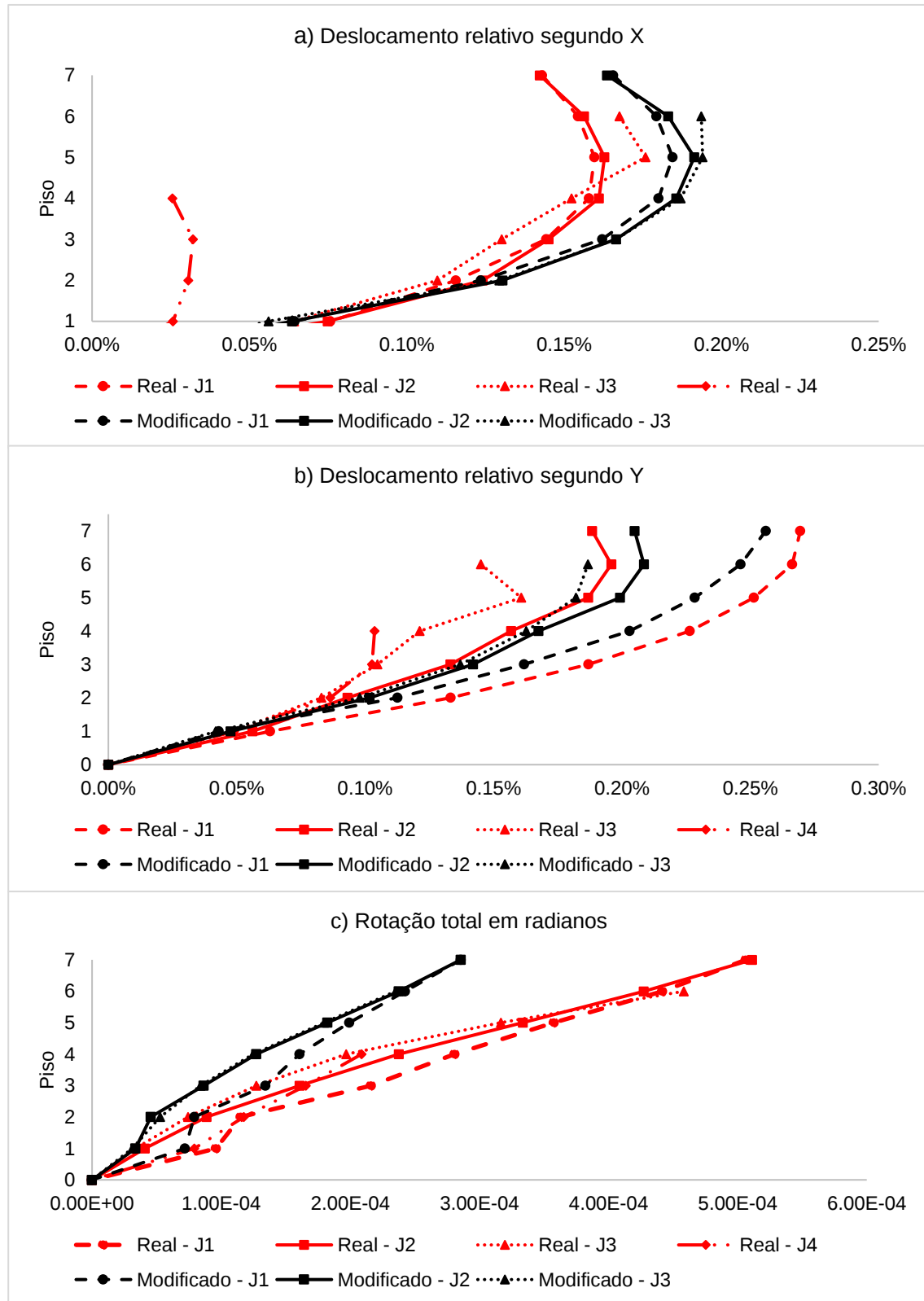


Fig.7.3. - Ação aplicada segundo Y: deslocamento relativo para a direção X (a), Y (b) e rotação total de cada ponto por piso (c)



7.4. AVALIAÇÃO DE ESFORÇOS

7.4.1. PILARES

Os esforços sísmicos verificados em pilares são, de uma forma geral, de baixa ordem de grandeza. Estes elementos são apenas solicitados axialmente o que evidencia que a sua função é essencialmente de suporte gravítico.

Estes resultados estão de acordo com as classificações estruturais realizadas uma vez que para sistemas de paredes a resistência lateral é essencialmente mobilizada por elementos de parede e não pilares. Nesse sentido é compreensível a pouca expressão dos resultados e das variações verificados. De facto, estes elementos apresentam uma contribuição sísmica inferior a 15% e como tal poderiam ter sido classificados como elementos secundários.

7.4.2. NÚCLEOS

Para a avaliação dos efeitos das irregularidades sobre núcleos foram apenas analisados os núcleos N1, N2 e N3 (identificados nas plantas estruturais) por serem aqueles que são comuns tanto ao modelo real como ao modelo modificado. A avaliação realizada baseou-se na análise dos esforços máximos (em valor absoluto) que se verificam na base dos núcleos em cada piso. Como tal as distribuições em altura apresentadas não são realistas e apenas pretendem descrever a tendência de variação verificada. Tal como descrito em capítulos anteriores, o núcleo N3 embora contínuo até ao topo, não contribui para a rigidez lateral do piso 7 e por isso os respetivos dados não serão apresentados para este piso. As designações utilizadas seguem o disposto no capítulo 6.4.1.. Assim sendo, os esforços de um núcleo com ordenada no piso 1 correspondem aos esforços que se desenvolvem na base do troço de núcleo que contribui para a rigidez do primeiro piso (portanto, na base do edifício). O mesmo se sucede para os restantes pisos.

Numa primeira fase, foram analisados os efeitos provocados por cada uma das componentes horizontais sísmica de forma independente.

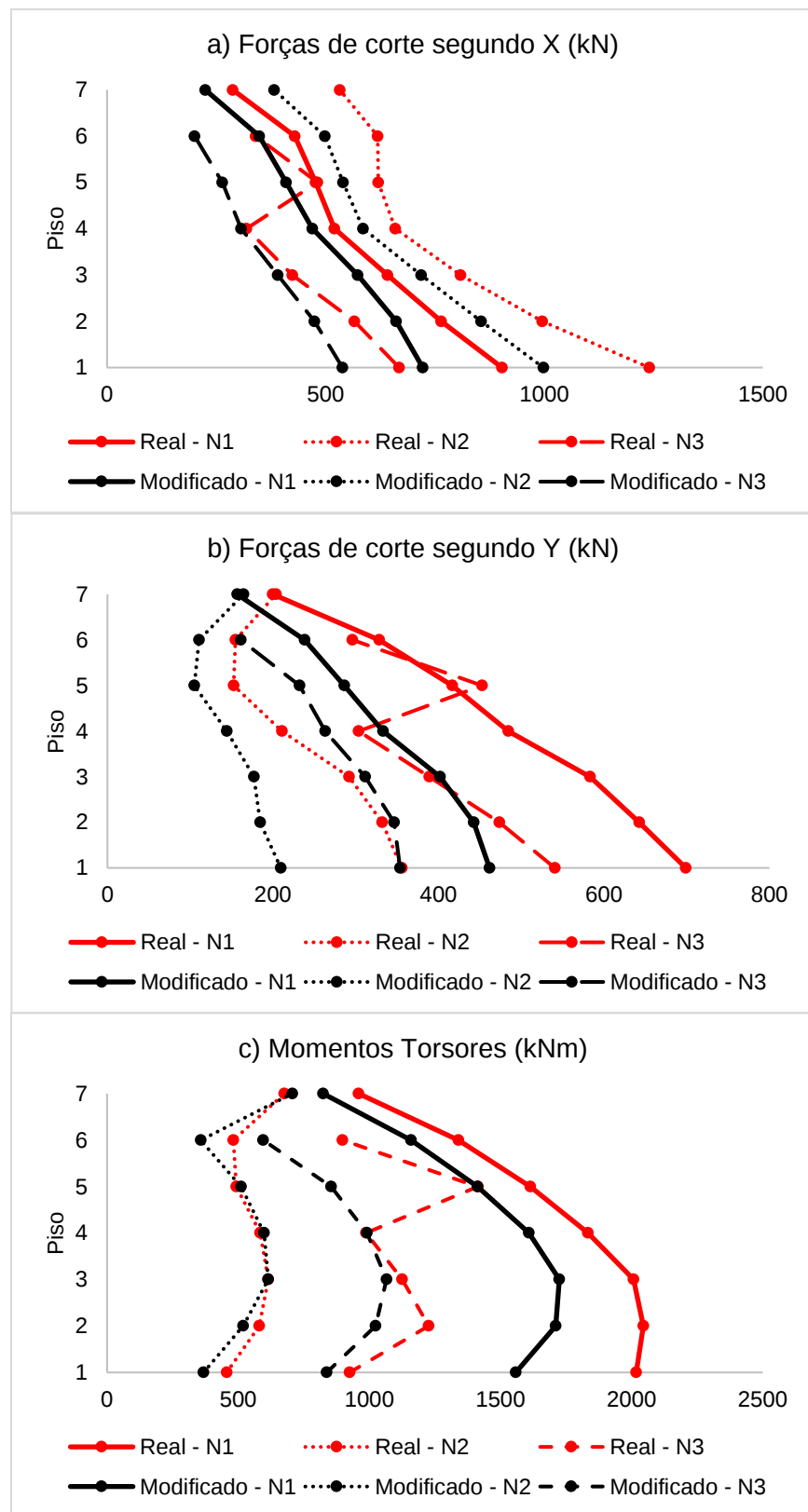
No que diz respeito à avaliação das forças de corte verificou-se que, tal como expectável, a direção para qual se verificam os esforços máximos é coincidente com direção da ação sísmica atuante. De uma forma geral os esforços de corte desenvolvidos por cada núcleo são superiores para o modelo irregular. O traçado das curvas apresentadas é bastante uniforme e semelhante entre núcleos regulares e irregulares (como se existisse uma translação lateral das curvas), com exceção do núcleo N3. Para este elemento destaca-se a variação brusca que ocorre no piso 5 do edifício irregular, a qual coincide com interrupção de um outro núcleo do edifício. A elevada expressão desta variação está relacionada com o facto de as paredes serem os principais elementos sísmico-resistentes do sistema estrutural. As restantes variações de rigidez (interrupção de pilares devido a recuos ou eventuais mudanças de secção) são identificadas pela mudança de inclinação da curva (transições observadas nos pisos 4 e 6).

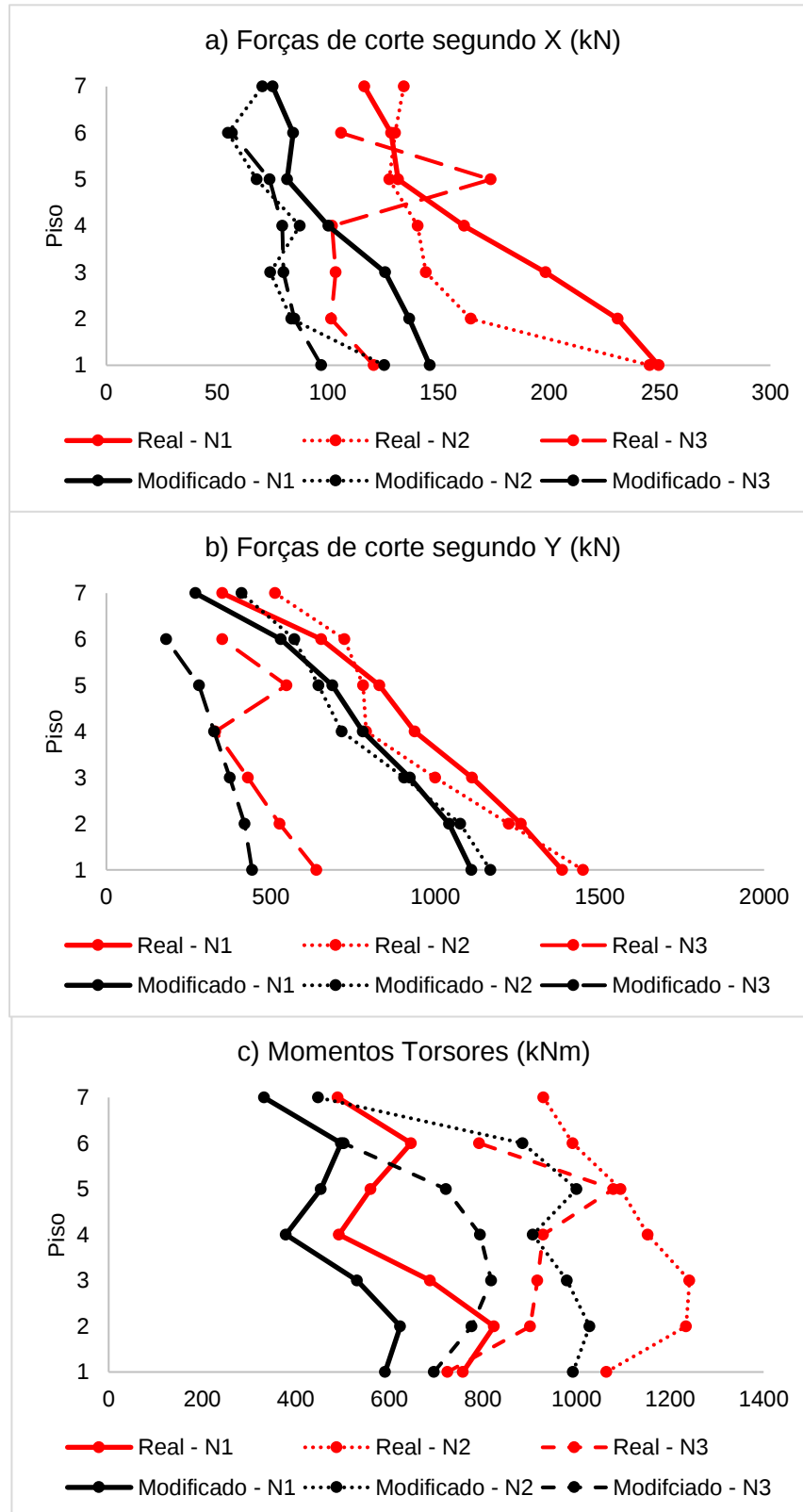
Para a ação sísmica atuante segundo a direção X verificou-se que o núcleo que desenvolve maiores forças de corte é o núcleo N2, o que é coerente pelo facto de ser este o núcleo que apresenta maior inércia segundo esta direção (maior comprimento de paredes orientado segundo a direção X). Pelo mesmo motivo, os esforços que se desenvolvem para uma ação sísmica atuante segundo a direção Y são máximos para o núcleo N1.

As forças de corte que se desenvolvem na direção ortogonal à direção da ação sísmica apresentam valores reduzidos, contudo, em função da sua maior ou menor importância, podem ser vistas como medidas do efeito torsional que o edifício experimenta. Numa situação ideal, um edifício sujeito a uma ação sísmica unidirecional apresenta apenas movimento de translação e consequentemente elevadas forças de corte segundo a direção da ação. Da análise dos dados verifica-se que componente sísmica que atua segundo a direção X induz sobre o edifício forças de corte ortogonais ao movimento superiores às induzidas pela componente sísmica atuante segundo Y. Este resultado pode, de forma indireta, sugerir que a componente atuante segundo a direção X apresenta um maior contributo torsional.

A mesma análise pode ser realizada para os modelos regular e irregular, verificando-se que o modelo irregular tende a apresentar maiores esforços de corte ortogonais à direção da ação

A magnitude dos efeitos torsionais é dependente da deformação que o edifício experimenta, sendo tanto maior quanto maior a rotação verificada. Tendo em conta os resultados apresentados nas Fig. 7.5. e 7.6. e as considerações de deformação descritas no capítulo anterior é possível verificar que os resultados se encontram alinhados e evidenciam claramente que uma ação atuante segundo X apresenta um maior efeito torsional, o qual é intensificado pela irregularidade.





A deformação sísmica está não só relacionada com as forças de corte de cada piso, mas também com a flexão e inércia dos elementos verticais. Nesse sentido, os momentos fletores que um edifício apresenta são igualmente relevantes para a caracterização do movimento sísmico.

As distribuições de momentos fletores são representadas nas Fig.7.7. e 7.8. e apresentam uma maior variabilidade na base do edifício, convergindo em altura em altura para um valor aproximadamente igual e bastante reduzido. Os momentos fletores máximos ocorrem para a direção ortogonal à direção atuante, o que é coincidente com a direção sobre a qual os elementos verticais rodam (fletem) aquando da sua deformação. Verifica-se que os núcleos do edifício real apresentam momentos fletores superiores. Os núcleos mais esforçados estão de acordo com as considerações realizadas para as forças de corte: núcleo N2, para a ação aplicada segundo X, e núcleo N1, para ação aplicada segundo Y.

A translação pura dos pisos traduzir-se-ia apenas no desenvolvimento de momentos fletores segundo a direção de flexão, pelo que a evidência de momentos significativos na direção ortogonal é também sugestiva de possíveis efeitos torsionais. Assim sendo, os resultados de flexão vêm corroborar a hipótese anteriormente referida.

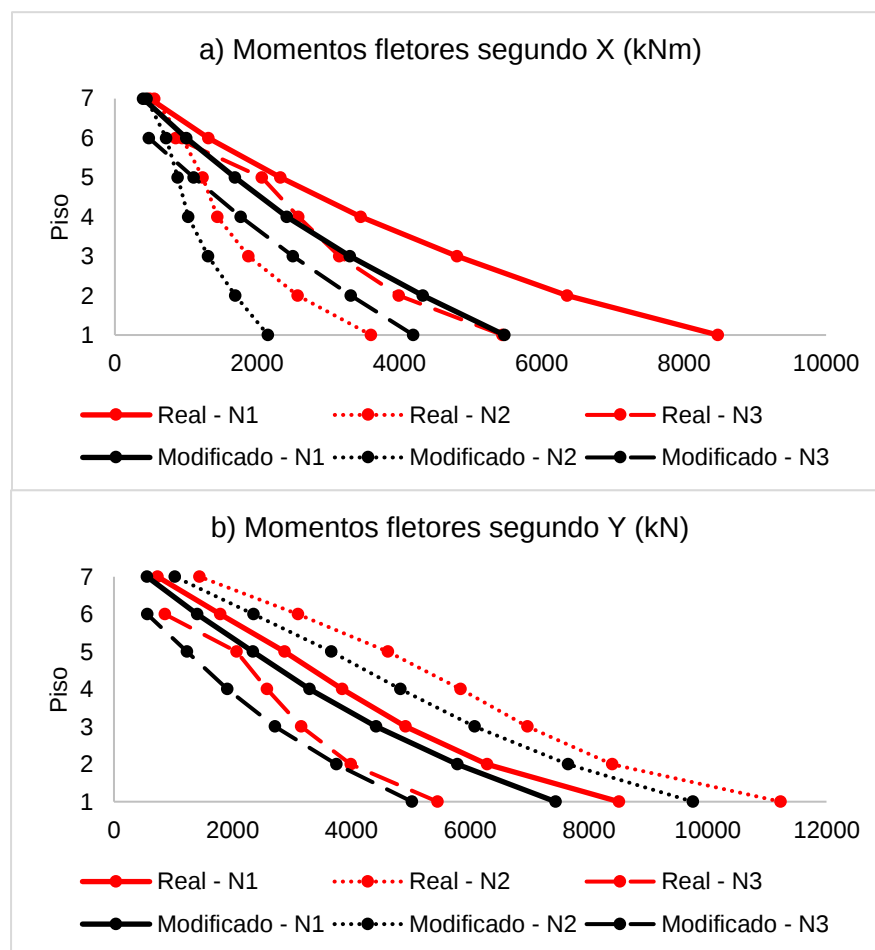


Fig.7.7. – Ação aplicada segundo X: momentos fletores segundo X (a) e Y (b)

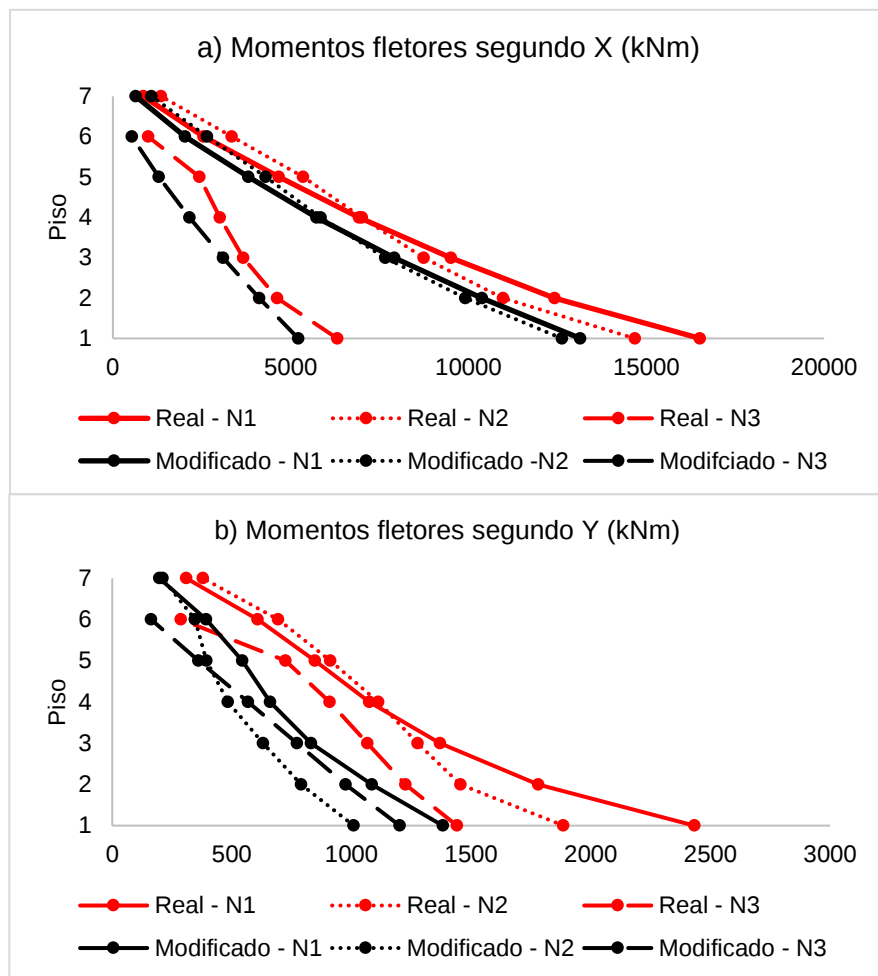


Fig.7.8. - Ação aplicada segundo Y: momentos fletores segundo X (a) e Y (b)

Como visto anteriormente, o estudo independente de cada componente sísmica é útil à compreensão do fenómeno estrutural, contudo a combinação dos vários efeitos pode resultar num comportamento complexo e completamente distinto daí a necessidade de avaliação dos resultados associados à envolvente sísmica.

Com a introdução do efeito bidirecional da ação sísmica foi possível observar o seguinte:

- Os esforços de corte resultam da soma das contribuições de cada componente horizontal sísmica e por esse motivo deixa de ser tão evidente qual a direção do movimento de translação que caracteriza a estrutura. Do ponto de vista das irregularidades, é possível observar que de uma forma geral os esforços verificados nos núcleos do modelo irregulares são superiores aos correspondentes esforços regulares. Este efeito é mais evidente segundo a direção Y verificando-se variações na ordem dos 20%, 25% e 40% para os núcleos N1, N2 e N3, respetivamente.
- Os momentos fletores desenvolvidos para ambas as direções são de ordem de grandeza semelhante. Para os momentos em X a irregularidade introduz variações médias na ordem

dos 10% aproximadamente constantes em altura. Para a direção Y verifica-se uma redução gradual da sensibilidade à irregularidade desde a base (30%) até ao topo (5%).

- Os momentos torsores que se desenvolvem são superiores para o edifício real onde a irregularidade contribui para variações médias de 30%, 15% e 20% para os núcleos N1, N2 e N3

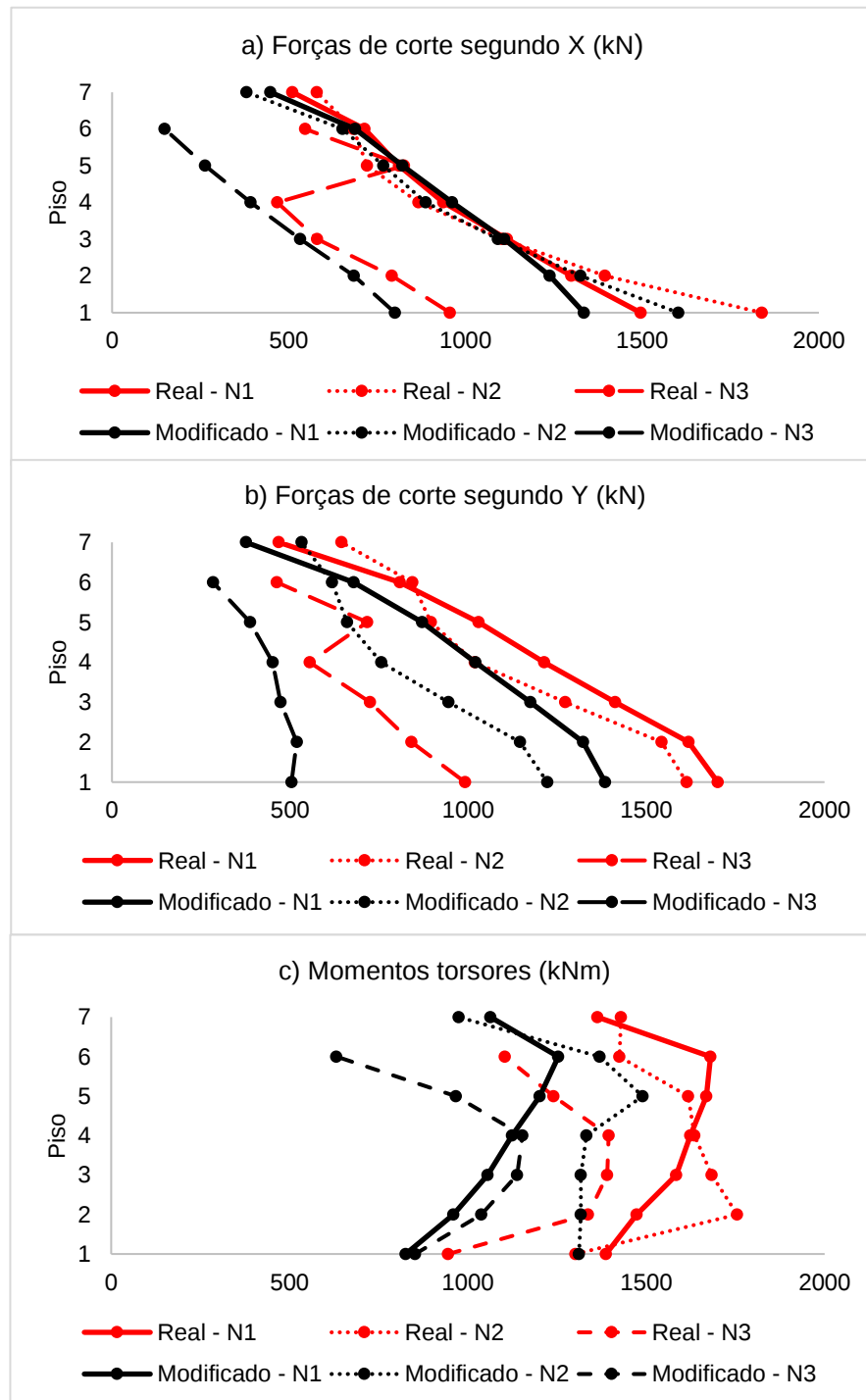


Fig.7.9. – Envelope sísmica: forças de corte desenvolvidos segundo X (a), Y(b) e momentos torsores (c)

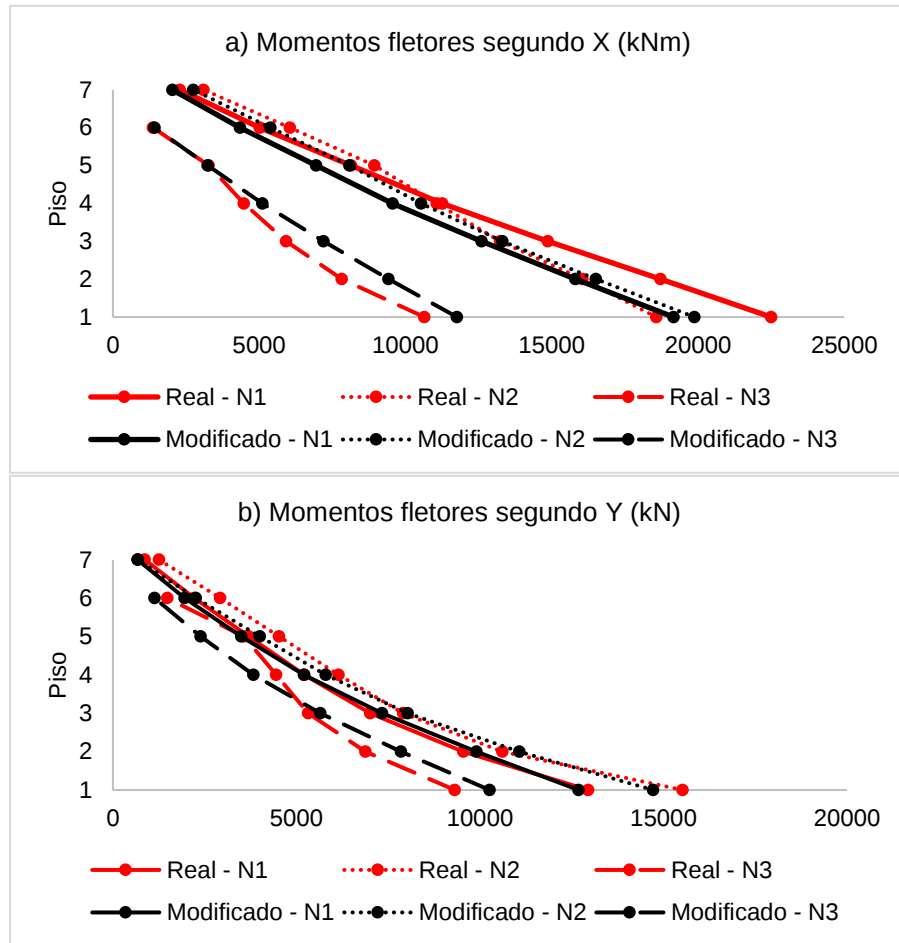


Fig.7.10. – Envelope sísmica: momentos fletores segundo X (a) e Y (b)

Os núcleos, além de serem os elementos primários sísmicos deste edifício, apresentam também um papel fundamental do ponto de vista de resistência e estabilidade face às ações gravíticas. A curva da figura 7.11. representa a redução linear das forças verticais desde a base até ao topo. Com exceção do núcleo N3, constata-se que a presença de irregularidades não condiciona as respetivas distribuições já que estas são praticamente coincidentes. A transformação do edifício irregular exigiu a eliminação de uma parcela do edifício, transformando a sua geometria em “L” numa forma retangular. Tendo em conta a localização do núcleo N3 é compreensível que as diferenças verificadas no gráfico sejam resultantes da eliminação deste apêndice, cujas cargas e peso seriam em parte suportadas por este núcleo. O mesmo se verifica para os núcleos N1 e N2, sendo que neste caso o efeito deveu-se à eliminação do recuo do primeiro piso que se verificava no modelo real.

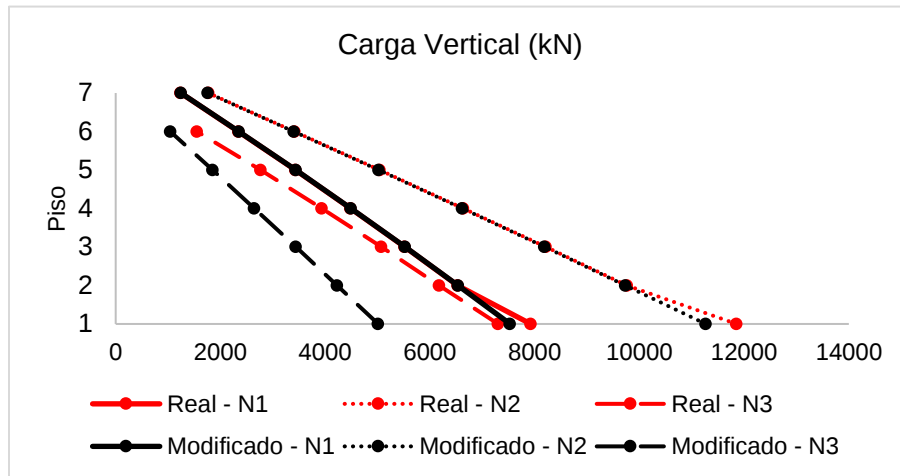


Fig.7.11. – Envoltura sísmica: carga vertical

7.5. DIMENSIONAMENTO

Do ponto de vista de dimensionamento, a presença de irregularidades sísmicas teve como consequência a diminuição do coeficiente de comportamento e respetivas implicações ao nível da definição da ação sísmica e da avaliação a deformação.

Tal como já foi referido, as paredes dos edifícios em estudo verificaram mais de 90% dos esforços de corte totais da base do edifício. Desse modo seria possível a classificação de todos os pilares como elementos sísmicos secundários, ou seja, o seu dimensionamento poderia restringir-se ao disposto no EC2. Apesar desta possibilidade, avançou-se com o dimensionamento sísmico destes elementos procurando aferir qual a influência das irregularidades sobre o dimensionamento dos mesmos.

Verificou-se que as soluções de armadura obtidas para os pilares dos dois modelos são praticamente coincidentes. Este aspeto está relacionado não só com a reduzida magnitude e variabilidade dos esforços dos pilares, mas também com a exigência das disposições sísmicas (ainda mais evidente neste tipo de elementos).

8

CONCLUSÕES

8.1. CONCLUSÕES FINAIS

As irregularidades sísmicas são comuns em edifícios correntes. Com a presente dissertação pretendeu-se explorar as suas consequências e evidenciar a importância da sua atenuação. Para esse efeito foi realizado o estudo comparativo de dois edifícios com diferentes graus de regularidade.

A análise iniciou-se com a verificação e avaliação da regularidade de cada um dos modelos e durante este processo foi evidente a complexidade do tema. Os critérios utilizados e descritos em diferentes regulamentos sísmicos não são consensuais do ponto de vista dos parâmetros e limites de avaliação a considerar, o que reflete a dificuldade associada à sua definição. Este aspeto é também evidente pela dimensão qualitativa de muitos critérios, para o quais não são definidas quaisquer estratégias de mensuração. Adicionalmente, a forma como os critérios são descritos e os longos procedimentos exigidos podem gerar dúvidas na sua compreensão e interpretação.

A recorrência das irregularidades em edifícios correntes foi comprovada pelo caso real analisado, não só pelo incumprimento dos requisitos, mas também pelos efeitos verificados. Já o modelo modificado, além de possibilitar a comparação, permitiu reconhecer a dificuldade associada à regularização sísmica de um edifício, onde apesar de introduzidas diversas alterações não foi atingida a total regularidade. A severidade identificada pode estar relacionada com a incerteza associada à sua quantificação.

A presença de irregularidades revelou um grande impacto sobre os elementos sísmicos primários dos sistemas de paredes analisados. Com base nos resultados obtidos foi possível perceber que a presença de irregularidades contribui fortemente para o desenvolvimento de rotações e efeitos torsionais do edifício. Estes efeitos são comprovados de forma direta e indireta, através da análise dos resultados de corte, flexão e deslocamento para cada direção. Para a análise independente a irregularidade tendeu a provocar o agravamento do comportamento do edifício, sendo este tanto mais evidente quanto maior a irregularidade do edifício para a direção da ação. Contudo para a combinação de efeitos muitos dos resultados perderam expressão, o que evidencia a complexidade do tema.

O efeito das irregularidades sobre os elementos sísmicos secundários não conduziu a variações de corte suficientemente elevadas para que nem a sua classificação nem as soluções de armadura obtidas fossem alteradas. De facto, os esforços globais verificados em ambos os modelos foram

extremamente reduzidos o que se traduziu num dimensionamento sísmico controlado por disposições construtivas mínimas.

8.2. DISCUSSÕES FUTURAS

No âmbito da presente dissertação surgiram diversas questões cujo debate futuro se mostra relevante. Destacam-se as seguintes:

- Avaliação do efeito da regularidade sobre o dimensionamento de paredes e núcleos classificados como elementos sísmicos primários;
- Modelação de edifício com a inclusão dos respetivos elementos não estruturais de forma a analisar as irregularidades e os efeitos que introduzem;
- Comparação de edifícios regulares à luz de diferentes códigos sísmicos de forma a averiguar a eficiência dos vários critérios;
- Avaliação do impacto que cada disposição sísmica apresenta sobre a densidade de armadura da solução final mediante uma análise faseada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. ACI 318-14, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
- ACI (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. ACI 318-19, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
- AFAD (2018). *Turkish Building Earthquake Code (TDBY-2018)*. Prime Ministry Disaster and Emergency Management Authority, Ankara, Turkey.
- Ahmed, M. M. M., et al. (2016). *Irregularity effects on the seismic performance of l-shaped multi-story buildings*. Vol. 44 No. 5 September 2016 PP. 513 – 536, Journal of Engineering Sciences, Assiut University, Faculty of Engineering, Egypt.
- ANEPCC <http://www.prociv.pt/pt-pt/RISCOSPREV/RISCOSNAT/SISMOS/Paginas/default.aspx/16/03/2023>
- ASCE, (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI 7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
- Atmaca, N., et al. (2019). *Comparison of 2018 and 2007 Turkish Earthquake Regulations*. The International Journal of Energy & Engineering Sciences, 2019, 4 (2) 19-25, Gaziantep University, Turkey.
- Bisch, P. (2018). Eurocode 8. Evolution or Revolution? In *Recent Advances in Earthquake Engineering in Europe*, 639-660, Springer International Publishing AG, Marne-la-Vallée.
- Carlos, G. T. R. (2009). *Análise sísmica de estruturas irregulares de betão armado*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro.
- Carvalho, E. C. (2001). *Mitigação do Risco Sísmico em Portugal. O papel do LNEC*. http://www.civil.ist.utl.pt/~mlopes/conteudos/Sismos_AR/2%20-%20Livro%20Reducao%20da%20Vulnerabilidade%20Sismica%20do%20Edificado.pdf#page=61 16/03/2023.
- Cassis, J. H., Cornejo, E. (1996). *Influence of vertical irregularities in the response of earthquake resistant structures*. Proc. 11th WCEE, 1996, Acapulco, Mexico.
- CEN (2010). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. EN 1998-1:2010, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- CEN (2022). *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1-1: General rules and seismic action*. [DRAFT], prEN 1998-1-1:2022, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- CEN (2022). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-2: Buildings*. [DRAFT], prEN 1998-1-2:2022, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- Charleson, A. (2008). *Seismic Design for Architects: Outwitting the Quake*. 1st ed., Architectural Press, Oxford, UK.

Costa, A. (1988). *Influence of vertical irregularities on seismic response of buildings*. Proc. 9th WCEE, 1988, vol V, Tokyo, Japan.

Costa, A., et al. (2010). *O grande sismo de Sichuan: Impactos e lições para o futuro*. Proceedings, Sísmica 2010 - 8º Congresso Nacional de Engenharia Sísmica. Aveiro, Portugal.

Crisafulli, F., et al. (2004). *Consideration of torsional effects in the displacement control of ductile buildings*. 13th World Conference on Earthquake Engineering, August 1-6, 2004, Paper No. 1111, Vancouver, B.C., Canada.

Cruz, E. F., Cominetti, S. (1996). *Influence of irregularities in height and different design criteria on the inelastic response of building models*. Proc. 11th WCEE, 1996, Acapulco, Mexico.

De Stefano, M., Pintucchi, B. (2007). *A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002*. Bulletin of Earthquake Engineering 6, 2008, pp. 285–308, Florence, Italy.

Delgado, R., Arêde, A. (2013). *Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica*. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Dražić, J., Vatin, N. (2016). *The influence of configuration on to the seismic resistance of a Building*. pp.883-890, Elsevier Ltd., U.K.

Elnashai, A. S., Di Sarno, L. (2008). *Fundamentals of earthquake engineering*. John Wiley & Sons Ltd, England.

FEMA (2007). *NEHRP Recommended Provisions for New Buildings*. Federal Emergency Management Agency, USA.

Furtado, A., et al. (2017). *Evaluation of different strengthening techniques efficiency for a soft storey building*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2017, 371-388, Taylor & Francis, London.

Güler, K., Celep, Z. (2020). *On the general requirements for design of earthquake resistant buildings in the Turkish Building Seismic code of 2018*. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 737 (2020) 012015, IOP Publishing, Bristol, U.K.

İlerisoy, Z. Y. (2019). *Vertical Structural Irregularities in Earthquake Codes within the Scope of Architectural Design*. Online Journal of Art and Design volume 7, issue 1, January 2019, pp. 231-253, ISSN: 2301-2501.

İlerisoy, Z. Y. (2019). *Discussion of the Structural Irregularities in the Plan for Architectural Design within the Scope of Earthquake Codes*. Periodica Polytechnica Architecture, 50(1), pp. 50–62, 2019, Budapest University of Technology, Hungary.

İnan, T., Korkmaz, K. (2011). *Evaluation of structural irregularities based on architectural design considerations in Turkey*. Structural Survey, Vol. 29 No. 4, 2011, pp. 303-319, Emerald Group Publishing Limited, Bingley, U.K.

IPQ (2009). *Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais- Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. NP EN 1991-1-1:2009, Instituto Português da Qualidade, Lisbon, Portugal.

IPQ (2010). *Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-4: Ações gerais- Acções do vento*. NP EN 1991-1-4:2010, Instituto Português da Qualidade, Lisbon, Portugal.

IPQ (2010). *Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão– Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. NP EN 1992-1-1:2010, Instituto Português da Qualidade, Lisbon, Portugal.

IPQ (2010). *Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. NP EN 1998-1:2010, Instituto Português da Qualidade, Lisbon, Portugal.

Lima, A. G. (2020). *Irregularidades estruturais no dimensionamento sísmico de edifícios de betão armado: Discussão das exigências regulamentares e casos de estudo*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

LNEC (2005). *Sismicidade e tectónica em Portugal*. Departamento de Estruturas, Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas, Lisbon, Portugal

Lopes, M., et al. (2009). *Sismos e edifícios*. Editora Orion, Amadora, Portugal.

Magliulo, G., et al. (2002). *A critical review of seismic codes provisions for vertically irregular frames*. Proc. 3rd European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures, Florence, Italy.

Magliulo, G., et al. (2002). *Seismic behaviour of irregular in elevation plane frames*. Proc. 12th ECEE. London, England.

Mendes, A. P. T. (2021). *Revisão e aplicação das disposições regulamentares do EC8 com vista ao dimensionamento sísmico de sistemas em pórtico-parede de betão armado*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Mezzi, M., et al. (2004). *Architectural and structural configurations of buildings with innovative aseismic systems*. 13th World Conference on Earthquake Engineering, August 1-6, 2004, Paper No. 1318, Vancouver, B.C., Canada.

Moehle, J. P. (1984). *Seismic response of vertically irregular structures*. Journal of Structural Engineering- ASCE Library, 1984, Volume 110, Issue 9, pp. 2002-2014, Reston, USA.

Moura, F. P. (2013). *Análise e dimensionamento sísmico de estruturas porticadas atendendo a irregularidade em altura de acordo com diferentes regulamentos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Naeim, F. (2001). *The Seismic Design Handbook*. Kluwer Academic Publishers, London.

Oliveira, C.S. (2012). *Os Sismos e as Construções*.

https://www.researchgate.net/profile/CarlosOliveira74/publication/266884220_Os_Sismos_e_as_Construcoes/links/549d87500cf2b803713a785f/Os-Sismos-e-as-Construcoes.pdf 16/03/2023.

Oliveira, J. M. V. (2021). *Avaliação da regularidade de edifícios de betão armado segundo o Eurocódigo 8*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Peña, L. A. P. (2012). *Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares*. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.

Rajeev, P., Tesfamariam, S. (2012). *Seismic fragilities for reinforced concrete buildings with consideration of irregularities*., Structural Safety Volume 39, pp. 1-13. Elsevier Ltd. U.K.

- Ramôa, L. M. S. (2012). *Aplicação do EC8 ao dimensionamento sísmico de edifícios de betão armado. Comparação com a aplicação do RSA/REBAP*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Riba, C. A. F. (2001). Architectural Considerations. In *The Seismic Design Handbook*., pp.276-277, Kluwer Academic Publishers, London.
- Rodrigues, H., et al. (2008). *Vulnerabilidade sísmica de edifícios Irregulares de betão armado*. 5º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia, Artigo REF: 17R014, 2-4 Setembro 2008, Maputo, Moçambique.
- Romão, X., et al. (2004). *Seismic behavior of reinforced concrete frames with setbacks*. 13th World Conference on Earthquake Engineering, August 1-6, Paper No. 2443, pp. 1-14. Vancouver, B.C., Canada.
- Romão, X., et al. (2013). *Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake*. Engineering Failure Analysis 34 pp. 670-692, Elsevier Ltd., U.K.
- Sarno, L., Elnashai, A.S. (2008). *Fundamentals of Earthquake Engineering*. John Wiley & Sons, Ltd., West Sussex, U.K.
- Soriano, H. L. (2014). *Introdução à dinâmica das estruturas*. Elsevier Lda, Rio de Janeiro.
- Soyluk, A., Harmankaya, Z. Y. (2012). *The History of Development in Turkish Seismic Design Codes*. International Journal of Civil & Environmental Engineering IJCEE-IJENS Vol: 12 No: 01, pp. 25-29, IJENS Publisher, Islamabad, Pakistan.
- Teddy, L., et al. (2017). *The effect of earthquake on architecture geometry with nonparallel system irregularity configuration*. IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science 99 (2017) 012004, IOP Publishing Ltd., U.K.
- Turkish Republic the Ministry of Public Works and Settlement (2009). *Turkish Earthquake Design Code TEC 2007*. Ankara, Turkey.
- Valente, F. M. (2022). *Revisão e aplicação das disposições regulamentares do EC8 com vista ao dimensionamento sísmico de sistemas em pórtico de betão armado*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Valmundsson, E. V., Nau, J. M. (1997). *Seismic response of building frames with vertical structural irregularities*. Journal of Structural Engineering- ASCE Library, 1997, Volume 123, pp.30-4, Reston, USA.
- Varum, H. (2008). *Reabilitação e reforço sísmico de estruturas de betão armado*. Reforço Sísmico. Arte & Construção, Reabilitação Edifícios de Betão Armado, Engenharia Sísmica, Especial Reabilitação 2008, pp. 48-55, Lisbon, Portugal.
- Varum, H. (2021). *Design of RC buildings with EN 1992 (Eurocode 2) and EN 1998 (Eurocode 8): Worked examples*. Faculdade de Engenharia, Eurocodes Balkan Summer School 2021, Universidade do Porto.
- Varum, H. (2022). *Design and detailing of RC building structures according to Eurocode 8 (EN1998-1:2004)*, (Powerpoint Slides). Faculdade de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Porto.

Varum, H. (2022). *Insights on the seismic design of current RC buildings: Field lessons, codes, and research needs*. 3rd European Conference on Earthquake Engineering & Seismology, Bucharest, Romania.

Varum, H. (2022). *Seismic vulnerability of reinforced concrete buildings*, (Powerpoint Slides). Faculdade de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Porto.

Varum, H., et al. (2006). Reforço sísmico do património edificado em betão armado. In 2^o Seminário - *A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação*, pp. 487-510, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro.

Varum, H., et al. (2022). Irregularities in RC Buildings: Perspectives in Current Seismic Design Codes, Difficulties in Their Application and Further Research Needs. In *Seismic Behaviour and Design of Irregular and Complex Civil Structures IV*, pp. 1-18, Springer Cham, Switzerland.

Wilkinson, S. M., et al. (2012). *Observations of damage to buildings from MW 7.6 Padang earthquake of 30 September 2009*. Nat Hazards 63:521–547, Springer Science + Business Media B.V, Germany.

ANEXOS

A.1. ANEXO 1 – PLANTAS ESTRUTURAIS DO EDIFÍCIO REAL

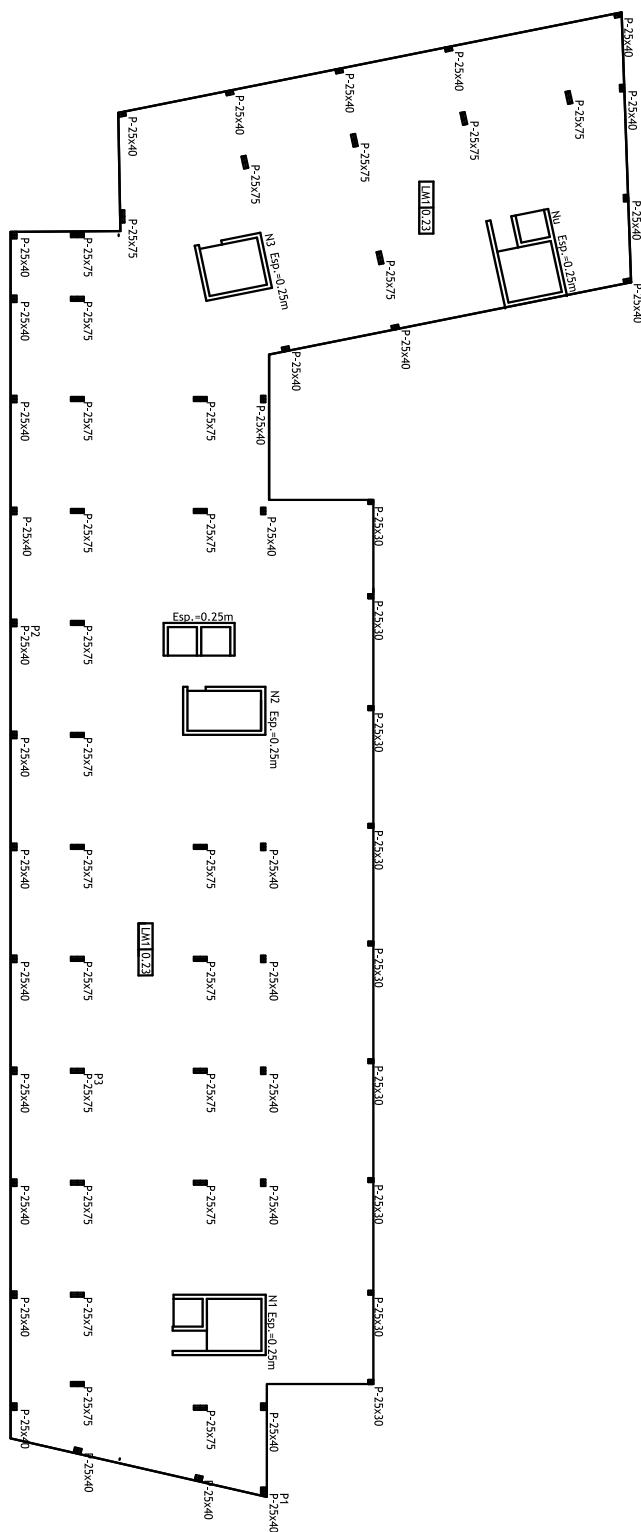
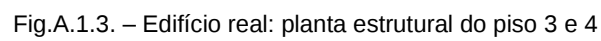


Fig.A.1.1. – Edifício real: planta estrutural do piso 1



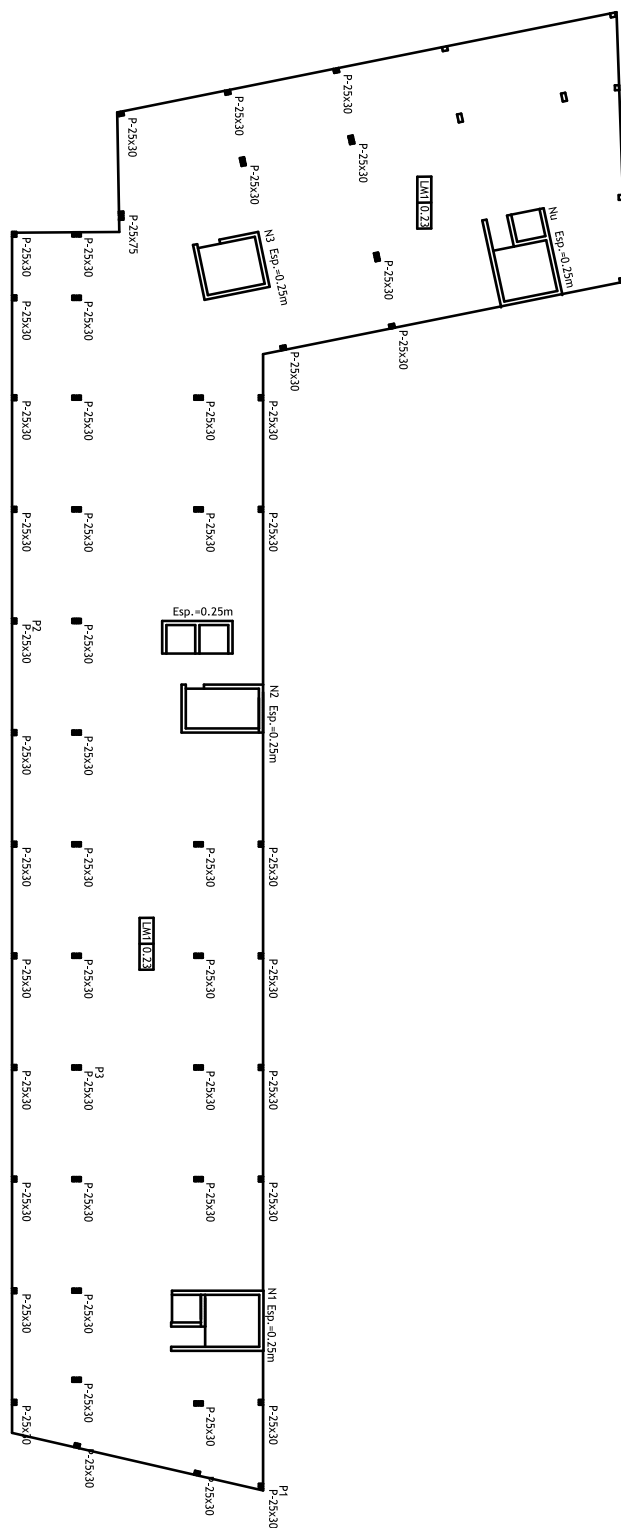


Fig.A.1.4. – Edifício real: planta estrutural do piso 5

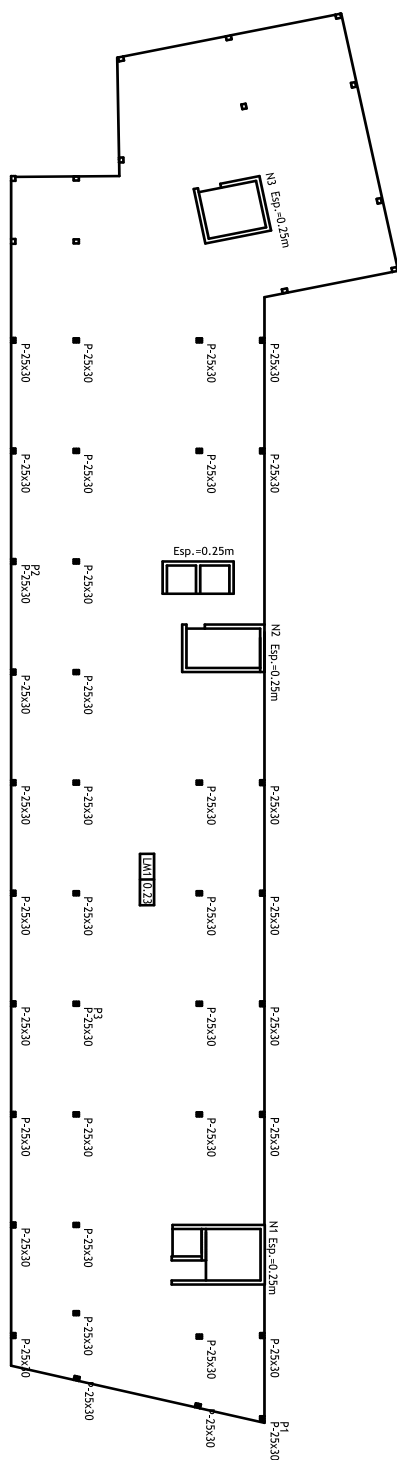


Fig.A.1.5. – Edifício real: planta estrutural do piso 6

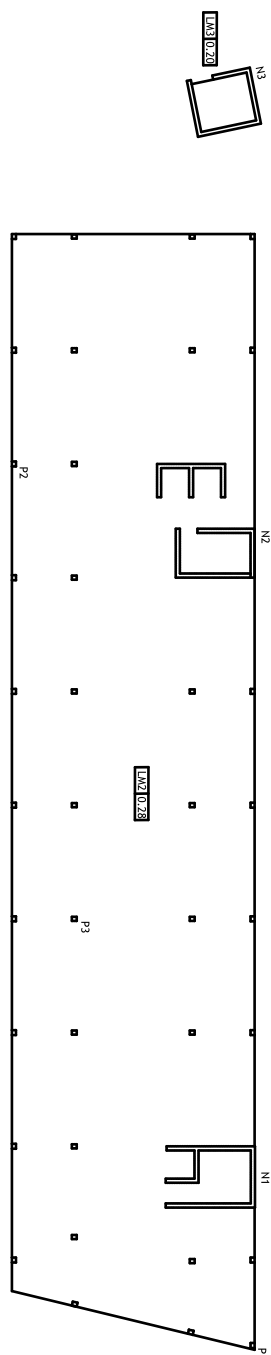


Fig.A.1.6. – Edifício real: planta estrutural do piso 7

A.2. ANEXO 2 – COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Combinação	Nº	PP	RCP	Q	Wx	Wy	IG PP X	IG PP Y	IG RCP X	IG RCP Y	IG Q X	IG Q Y	EK1 X	EK1 Y	EK2 X	EK2 Y
AVB Q	1	1.35	1.35	1.5												
	2	1.35	1.35	1.5												
	3	1.35	1.35	1.5	0.9		1.35	1.35	1.35	1.35	1.5	1.5				
AVB Q IG	4	1.35	1.35	1.5	-0.9		1.35	1.35	1.35	1.35	1.5	1.5				
	5	1.35	1.35	1.5		0.9	1.35	1.35	1.35	1.35	1.5	1.5				
	6	1.35	1.35	1.5		-0.9	1.35	1.35	1.35	1.35	1.5	1.5				
	7	1.35	1.35	1.05	1.5		1.35	1.35	1.35	1.35	1.05	1.05				
AVB W + Q	8	1.35	1.35	1.05	-1.5		1.35	1.35	1.35	1.35	1.05	1.05				
	9	1.35	1.35	1.05		1.5	1.35	1.35	1.35	1.35	1.05	1.05				
	10	1.35	1.35	1.05		-1.5	1.35	1.35	1.35	1.35	1.05	1.05				
AVB W	11	1	1		1.5											
	12	1	1		-1.5											
	13	1	1			1.5										
	14	1	1			-1.5										
AVB EK	15	1	1	0.3			1	1	1	1	0.3	0.3	1	0.3		
	16	1	1	0.3			1	1	1	1	0.3	0.3	-1	0.3		
	17	1	1	0.3			1	1	1	1	0.3	0.3	1	-0.3		
	18	1	1	0.3			1	1	1	1	0.3	0.3	-1	-0.3		
	19	1	1	0.3			1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	1		
	20	1	1	0.3			1	1	1	1	0.3	0.3	-0.3	1		
	21	1	1	0.3			1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	-1		
	22	1	1	0.3			1	1	1	1	0.3	0.3	-0.3	-1		
	23	1	1	0.3			1	1	1	1	0.3	0.3			1	0.3
	24	1	1	0.3			1	1	1	1	0.3	0.3			-1	0.3
	25	1	1	0.3			1	1	1	1	0.3	0.3			1	-0.3
	26	1	1	0.3			1	1	1	1	0.3	0.3			-1	-0.3
	27	1	1	0.3			1	1	1	1	0.3	0.3			0.3	1
	28	1	1	0.3			1	1	1	1	0.3	0.3			-0.3	1
	29	1	1	0.3			1	1	1	1	0.3	0.3			0.3	-1
	30	1	1	0.3			1	1	1	1	0.3	0.3			-0.3	-1
CARACTERÍSTICA	31	1	1	1												
FREQUENTE	32	1	1	0.7												
QUASE-PERMANENTE	33	1	1	0.3												

Fig.A.2.1. – Combinações de ações definidas

	Q	W
ψ_0	0.7	0.6
ψ_1	0.5	0.2
ψ_2	0.3	0

Fig.A.2.2. – Coeficientes de combinação para a categoria de utilização A

Piso	φ
Cobertura	1,0
Piso com ocupações correlacionadas	0,8
Piso com ocupações independentes	0,5

Fig.A.2.3. – Coeficiente corretivo para a categoria de utilização A

A.3. ANEXO 3 – ESFORÇOS UTILIZADOS EM DIMENSIONAMENTO

Pilar	Pisos	h(m)	Nmin(kN)	Nmax(kN)	Mrd min (kNm)	Mrd max(kNm)
P1B	6 a 7	2.85	42	54	9	46
	5 a 6	2.85	119	139	11	54
	4 a 5	2.85	196	224	11	61
	3 a 4	2.85	273	307	10	68
	2 a 3	2.85	348	388	9	73
P1A	1 a 2	2.85	422	469	53	91
	0 a 1	3.45	496	548	13	86
P2B	6 a 7	2.85	120	131	3	45
	5 a 6	2.85	297	318	1	59
	4 a 5	2.85	471	501	1	68
	3 a 4	2.85	640	678	0	75
	2 a 3	2.85	808	852	0	78
P2A	1 a 2	2.85	975	1025	0	97
	0 a 1	3.45	1142	1198	0	106
P3C	6 a 7	2.85	412	426	2	78
	5 a 6	2.85	806	833	2	100
	4 a 5	2.85	1206	1244	2	112
P3B	3 a 4	2.85	1608	1658	86	182
	2 a 3	2.85	2016	2073	49	126
P3A	1 a 2	2.85	2427	2492	105	229
	0 a 1	3.45	2850	2920	3	231

Fig.A.3.1. – Edifício real: esforços utilizados em dimensionamento

Pilar	Pisos	h(m)	Nmin(kN)	Nmax(kN)	Mrd min (kNm)	Mrd max(kNm)
P1B	6 a 7	2.85	42	53	11	45
	5 a 6	2.85	120	137	13	53
	4 a 5	2.85	198	220	13	60
	3 a 4	2.85	275	303	12	67
	2 a 3	2.85	351	382	11	72
P1A	1 a 2	2.85	425	462	55	88
	0 a 1	2.85	499	539	22	85
P2B	6 a 7	2.85	120	130	2	45
	5 a 6	2.85	299	317	0	59
	4 a 5	2.85	474	499	1	68
	3 a 4	2.85	645	675	1	75
	2 a 3	2.85	814	849	1	78
P2A	1 a 2	2.85	982	1022	1	105
	0 a 1	2.85	1150	1193	0	106
P3C	6 a 7	2.85	414	427	1	78
	5 a 6	2.85	810	833	0	101
	4 a 5	2.85	1212	1244	0	113
P3B	3 a 4	2.85	1616	1659	87	181
	2 a 3	2.85	2027	2074	53	125
P3A	1 a 2	2.85	2440	2494	112	223
	0 a 1	2.85	2861	2916	11	202

Fig.A.3.2. – Edifício modificado: esforços utilizados em dimensionamento

A.4. ANEXO 4 – DESENHO DE SECÇÕES DE ARMADURA DOS PILARES

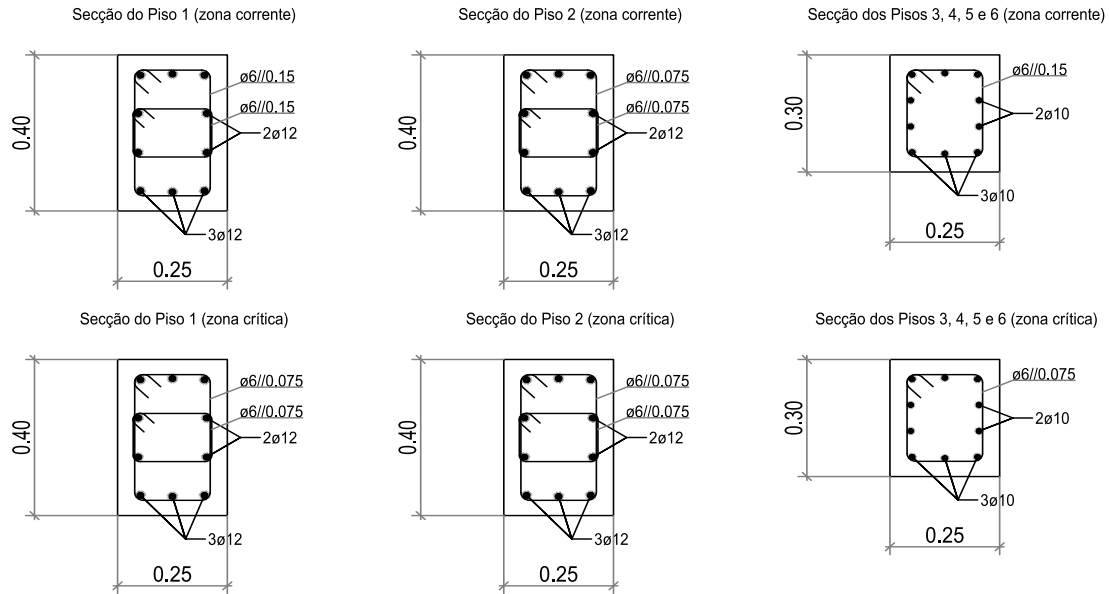


Fig.A.4.1. – Edifício real e modificado: Secções de armadura do pilar de canto (P1)

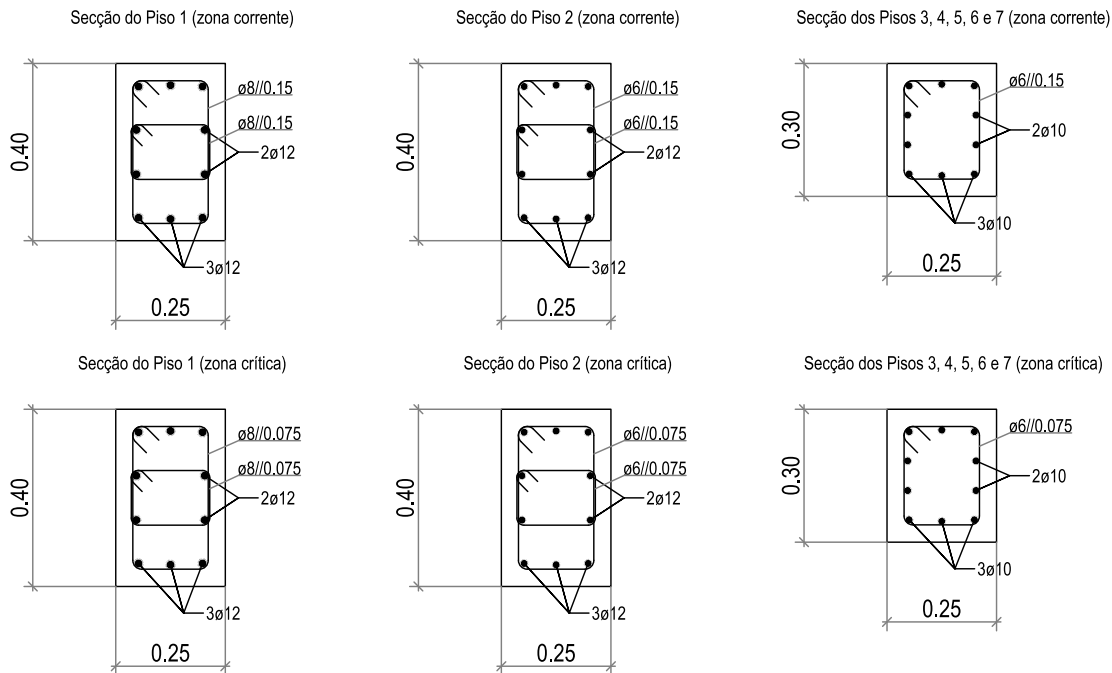


Fig.A.4.2. – Edifício real e modificado: Secções de armadura do pilar de fachada (P2)

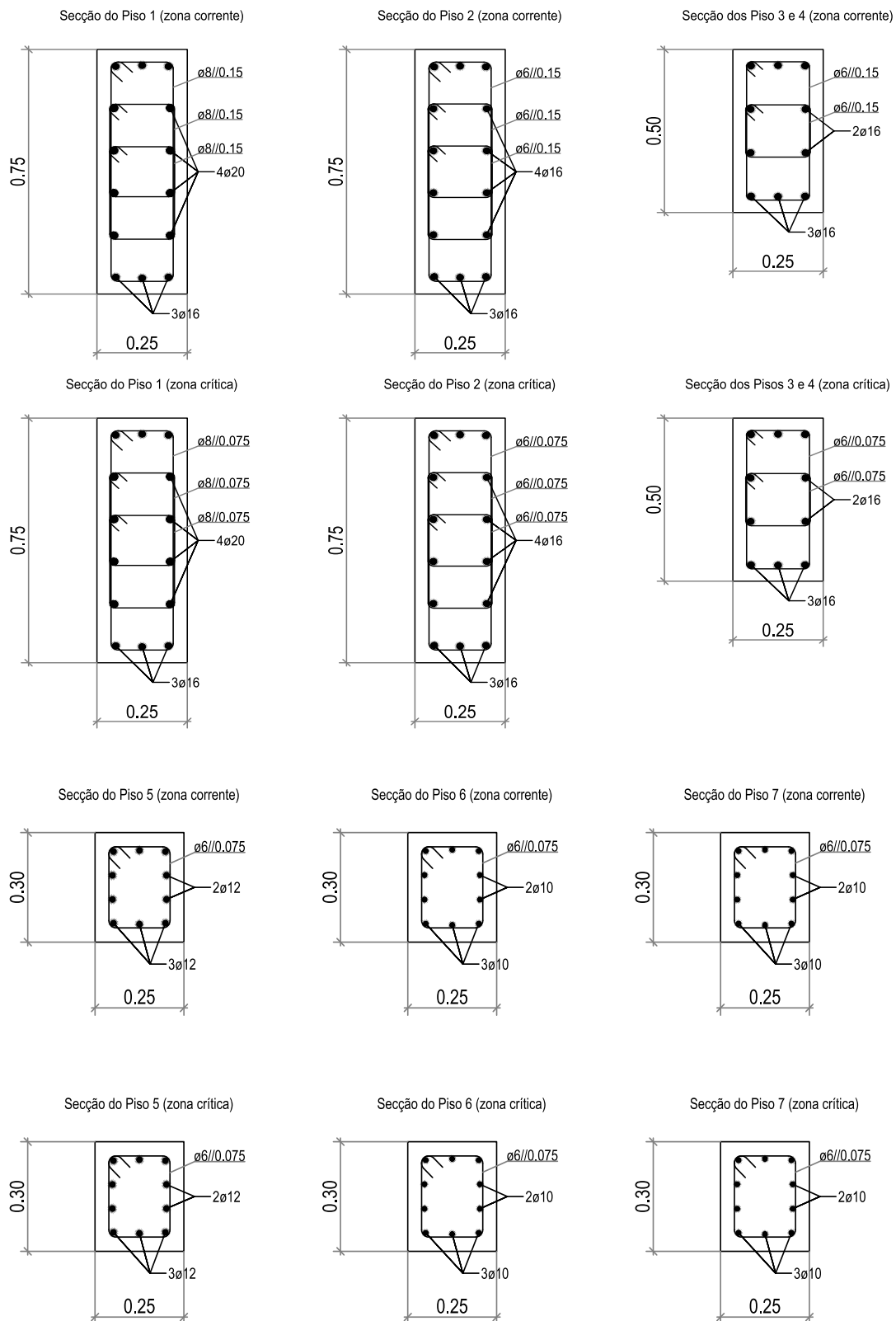


Fig.A.4.3. – Edifício Real: Secções de armadura do pilar central (P3)

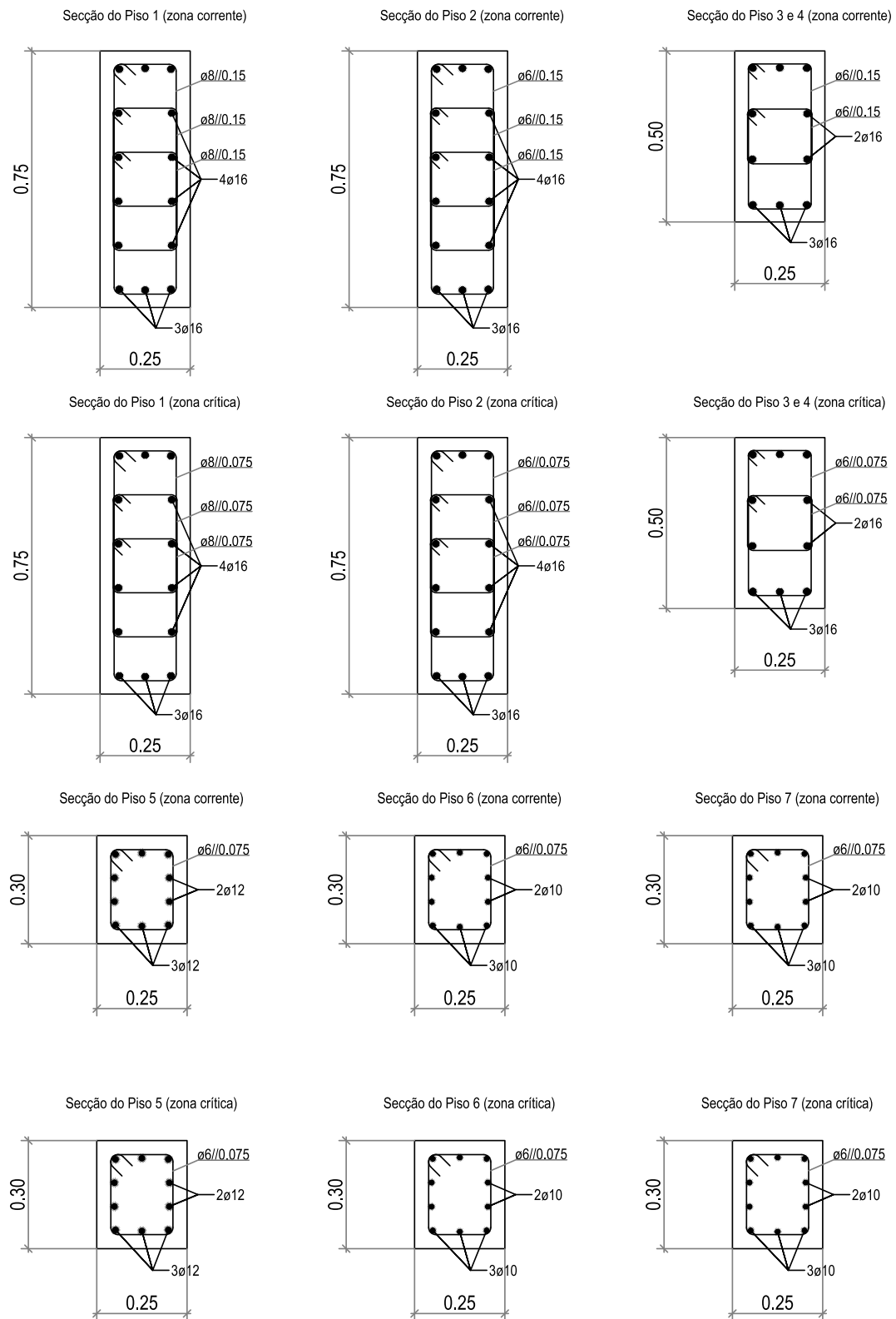


Fig.A.4.4. – Edifício Modificado: Secções de armadura do pilar central (P3)

