



**Liliana Saraiva
Lopes**

**Dificuldades práticas na avaliação da segurança
sísmica de estruturas existentes**



**Liliana Saraiva
Lopes**

**Dificuldades práticas na avaliação da segurança
sísmica de estruturas existentes**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Aníbal Costa, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e coorientação científica do Doutor Humberto Varum Professor Associado com Agregação ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Dedico este trabalho ao meu pai e padrinhos.

O júri

Presidente

Prof.^a Doutora Margarida João Fernandes de Pinho
Professora Auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca
Professor Auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof. Doutor Aníbal Guimarães Costa
Professor Catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Humberto Salazar Amorim Varum
Professor Associado, com Agregação, Universidade de Aveiro

Agradecimentos

Ao meu orientador, Professor Doutor Aníbal Costa, pelo exemplo e conhecimentos disponibilizados.

Ao meu coorientador, Professor Humberto Varum, pela disponibilidade.

Ao Engenheiro Hugo Rodrigues pela paciência e disponibilidade demonstrada.

À minha família, especialmente ao meu pai e tia, que para além de todo o apoio, deram-me todas as condições para chegar até aqui.

Aos meus padrinhos, Vina e Sílvia pelo apoio e carinho que sempre me deram.

Às minhas amigas Andreia, Catarina e Joana pela paciência que sempre tiveram comigo e por tudo o que vivemos nos bons e maus momentos durante este 5 anos.

Aos amigos de outrora por se manterem sempre presentes na minha vida e no meu percurso.

Por último e não menos importante ao Bruno que em palavras possivelmente não agradecerá tudo o que lhe é merecido.

A todos, muito Obrigado.

Palavras-chave

Eurocódigo 8 – Parte 3; construções existentes; propriedades mecânicas do betão; análise dinâmica não linear

Resumo

Este trabalho teve como objetivo o estudo das dificuldades práticas encontradas aquando da avaliação sísmica de estruturas existentes. No âmbito desta dissertação são tidas como dificuldades práticas a escolha das características das propriedades dos materiais existentes, especificamente as características relacionadas com o betão encontrado na estrutura.

O estudo teve por base as disposições presentes no Eurocódigo 8, Partes 1 e 3, e será efetuado com recurso a análises dinâmicas não lineares com o programa PORANL. Para além das disposições previstas no Eurocódigo 8, foi feita uma breve abordagem à norma americana FEMA 356, no âmbito do trabalho a realizar.

Relativamente ao estudo efetuado e tendo em consideração as lacunas existentes nos regulamentos, relativamente a este tema, foram consideradas análises com “perspetivas diferentes”, ou seja, para o conjunto de análises, não só foi variável os valores das propriedades mecânicas dos materiais mas também a sua origem.

Por fim foi realizada a avaliação sísmica do pórtico ou de elementos do mesmo, avaliando a resposta estrutural em termos de deslocamento relativo entre pisos, esforço transversal e rotação da corda dos elementos.

Keywords

Eurocode 8 – 3 Part; existing structures; concrete mechanical properties; non-linear dynamic analyzes.

Abstract

The present essay has the purpose of study the practical difficulties encountered in the seismic evaluation of existing structures. In the scope of this thesis are considered as practical difficulties the choosing of the characteristics of the materials properties, specifically the features related to the concrete that are found in the structure.

This study will be based on the provisions included in Eurocode 8, 1 and 3 Parts, and will be performed using the non-linear dynamic analyzes with the program PORANL. In addition to the provided provisions of Eurocode 8, will be made a brief approach to the U.S. norm FEMA 356, in the scope of the work that will be done.

With regard to the study being carried out and taking into consideration the gaps in the regulations on this theme, will be considered analyzes with "different perspectives", ie, for the set of analyzes, not only will vary the values of mechanical properties of materials but also their own origin.

Finally will be held a seismic evaluation of the portico or from the elements that belong it, evaluating the structural answer in terms of relative displacement between floors, shear force and rotation of the elements rope.

Índice geral

Índice geral.....	I
Índice de Figuras	IV
Índice de Quadros.....	VII
Símbolos e abreviaturas.....	VIII
CAPITULO 1	1
1.1 Introdução	2
1.2 Objetivos da dissertação	3
1.3 Organização da dissertação.....	3
CAPITULO 2.....	5
2.1 Introdução	6
2.2 Avaliação da segurança pelo EC8-3.....	7
2.2.1 Recolha de informação, Níveis de Conhecimento e Factores de Confiança	8
2.2.1.1 Informação de base.....	8
2.2.1.2 Níveis de conhecimento e Factores de confiança	9
2.2.2 Exigência de desempenho pelo EC8 - 3	11
2.2.2.1 Estado Limite de Colapso Eminente (Near Collapse – NC).....	11
2.2.2.2 Estado Limite de Dano Significativo (Significant Damage – SD)	11
2.2.2.3 Estado Limite de Limitação de Danos (Damage Limitation – LD).....	11
2.2.3 Critérios para a verificação da segurança	12
2.2.4 Modelos de cálculo da capacidade resistente para os estados limite definidos pelo Eurocódigo 8.....	13
2.2.4.1 Capacidade de rotação da corda para os diferentes Estados Limite:.....	13
2.2.4.2 Capacidade de resistência ao corte.....	15
2.2.5 Método de análise para a verificação da segurança sísmica.....	16
2.2.5.1 Análises lineares.....	16
2.2.5.2 Análises não lineares	17
2.3 Disposições FEMA 356.....	18
2.3.1 Recolha de informação	18
2.3.1.1 Propriedades dos materiais	18

2.3.1.2 Propriedades geométricas	19
2.3.1.3 Número de ensaios	19
2.3.2 Níveis conhecimento	20
2.3.3 Parâmetros de entrada.....	21
2.3.4 Exigência de desempenho	21
2.3.4.1 Limites de “drift”	21
2.3.4.2 Capacidade de rotação da rótula plástica para os vários Níveis de desempenho	22
2.4 Programa PORANL.....	25
CAPITULO 3	27
3.1 Introdução	28
3.2 Descrição do pórtico em estudo	29
3.2.1 Geometria.....	29
3.2.2 Pormenores construtivos.....	30
3.2.3 Caracterização dos materiais.....	30
3.3 Cargas estáticas, massa e amortecimento	34
3.4 Ação sísmica	34
3.4.1 Zonamento Sísmico	34
3.4.2 Definição do Espectro de Resposta Elástico Horizontal.	35
3.4.3 Acelerogramas representativos da ação sísmica	37
3.5 Curvas tri-lineares	39
3.6 Comprimento de rótula plástica	39
CAPITULO 4.....	43
4.1 Introdução	44
4.2 Variação do comprimento de rótula plástica.....	45
4.2.2 Comentários aos resultados.....	49
4.3 Variação das propriedades mecânicas do betão	50
4.3.1 Comentários aos resultados.....	54
4.4 Variação das propriedades mecânicas do betão por elemento, por piso e valor global da estrutura	55
4.4.1 Recomendação do EC8-3.....	55
4.4.1.1 Comentários aos resultados	59
4.4.2 Recomendação da FEMA 356	60

4.4.2.1 Comentários aos resultados	64
4.4.3 Eurocódigo 8 vs. FEMA 356	65
4.4.3.1 Comentários aos resultados	69
CAPITULO 5	71
5.1 Introdução	72
5.2 Verificação pelo EC8-3	73
5.2.1 Avaliação de elementos do primeiro piso	73
5.2.1.1 Valores obtidos e verificação da segurança segundo o EC8-3	73
5.2.2 Avaliação dos elementos do pórtico em altura	77
5.2.2.1 Valores obtidos e verificação da segurança segundo o EC8-3	77
5.2.3 Considerações finais	81
5.3 Comparação entre a resposta numérica obtida e os valores propostos pela FEMA 356	82
5.3.1 Análise do “drift”	82
5.3.1.1 Considerações finais	82
5.3.2 Análise de pilares e vigas pela rotação da rótula plástica	83
5.3.2.1 Considerações finais	84
CAPITULO 6	85
6.1 Conclusões	86
6.2 Desenvolvimentos futuros	88
Referências bibliográficas	91

Índice de Figuras

Capítulo 2

Figura 2.1 - Representação esquemática da metodologia para avaliação sísmica de edifícios existentes segundo o EC8-3.	7
Figura 2.2 - Curva de desempenho típico das estruturas.(Heidi Faison 2004)	11
Figura 2.3 – Relação força-deformação generalizada para elementos de betão armado.....	22

Capítulo 3

Figura 3.1 - Representação 3D do edifício em estudo (a) e representação em planta do pórtico estudado (b).....	29
Figura 3.2 - Representação do pórtico na direção de estudo.	30
Figura 3.3 - Tensão última do aço.....	33
Figura 3.4 - Extensão última do aço.....	33
Figura 3.5 - Tensão de cedência do aço.....	33
Figura 3.6 - Extensão de cedência do aço.....	33
Figura 3.7 - Módulo de elasticidade do aço.....	33
Figura 3.8 - Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão.....	33
Figura 3.9 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (Anexo Nacional Eurocódigo 8 (2010)).....	35
Figura 3.10 - Forma do espectro de resposta elástica (Eurocódigo 8).	36
Figura 3.11 - Aspeto dos acelerogramas para a região de Lisboa.	37
Figura 3.12 - Espectros de resposta médios para a região de Lisboa (sismo tipo 1).	38
Figura 3.13 - Espectros de resposta médios para a região de Lisboa (sismo tipo 2)	38
Figura 3.14 - Curva momento-curvatura (a tracejado) e aproximação tri-linear (traço cheio) (Delgado 2009).....	39
Figura 3.15. - Comprimento das rótulas plásticas (Varum 1996).	40
Figura 3.16 - Distribuição teórica e real das rotações para a rótula plástica (Delgado 2009). .	40

Capítulo 4

Figura 4.1 - Envoltente de deslocamento.....	46
Figura 4.2 - Discrepâncias, em relação ao comprimento de rótula plástica de referência (“0,5h”) - deslocamento.....	46

Figura 4.3 - Perfil de “drift”.....	47
Figura 4.4 - Discrepâncias, em relação ao comprimento de rótula plástica de referência (“0,5h”) – “drift”.....	47
Figura 4.5 - Perfil de corte.....	48
Figura 4.6 - Discrepâncias, em relação ao comprimento de rótula plástica de referência (“0,5h”) - corte.....	48
Figura 4.7 - Envolvente de deslocamento.....	51
Figura 4.8 - Discrepâncias, em relação à resposta para valores médios de f_c - deslocamento.....	51
Figura 4.9 - Perfil de “drift”.....	52
Figura 4.10 - Discrepâncias, em relação à resposta para valores médios de f_c – “drift”.....	52
Figura 4.11 - Perfil de corte.....	53
Figura 4.12 - Discrepâncias, em relação à resposta para valores médios de f_c - corte.....	53
Figura 4.13 - Envolvente de deslocamento.....	56
Figura 4.14 - Discrepâncias, em relação ao valor de f_c global e relação Elementos/Piso - deslocamento.....	56
Figura 4.15 - Perfil de “drift”.....	57
Figura 4.16 - Discrepâncias, em relação ao valor de f_c global e relação Elementos/Piso – “drift”.....	57
Figura 4.17 - Perfil de corte.....	58
Figura 4.18 - Discrepâncias, em relação ao valor de f_c global e relação Elementos/Piso – corte.....	58
Figura 4.19 - Envolvente de deslocamento.....	61
Figura 4.20 - Discrepâncias, em relação ao valor de f_c reduzido de um desvio padrão global e relação Elementos/Piso – deslocamento.....	61
Figura 4.21 - Perfil de “drift”.....	62
Figura 4.22 - Discrepâncias, em relação ao valor de f_c reduzido de um desvio padrão global e relação Elementos/Piso – “drift”.....	62
Figura 4.23 - Perfil de corte.....	63
Figura 4.24 - Discrepâncias, em relação ao valor de f_c reduzido de um desvio padrão global e relação Elementos/Piso – corte.....	63
Figura 4.25 - Envolvente de deslocamento.....	66
Figura 4.26 - Discrepância entre EC8 e FEMA - deslocamento.....	66
Figura 4.27 - Perfil de “drift”.....	67

Figura 4.28 - Discrepância entre EC8 e FEMA – “drift”	67
Figura 4.29 - Perfil de corte.	68
Figura 4.30 - Discrepância entre EC8 e FEMA – corte.....	68

Capítulo 5

Figura 5.1 - Elementos para o “estudo piloto”.....	73
Figura 5.2 - Avaliação para a rotação da corda pelos estados limite do EC8-3.....	75
Figura 5.3 - Avaliação para o esforço transversal pelo estado limite do EC8-3.....	76
Figura 5.4 - Elementos a avaliar em altura.	77
Figura 5.5 - Verificação da rotação da corda pelos estados limite do EC8-3.....	79
Figura 5.6 - Verificação do esforço transversal pelo estado limite do EC8-3.....	80
Figura 5.8 - Perfil de “drift” e estados limite.	82
Figura 5.7 - Análise da rotação da corda pelos estados limite da FEMA 356.....	84

Índice de Quadros

Capítulo 2

Quadro 2.1 - Níveis de Conhecimento e Fatores de confiança.	10
Quadro 2.2 - Valor das propriedades dos materiais e critérios para a análise e verificação da segurança.....	12
Quadro 2.3 – Requisitos para a recolha de informação. (FEMA 356).....	20
Quadro 2.4 - Estados limite (Danos do edifício global).	21
Quadro 2.5 – Critérios de validação para análises não lineares – vigas.....	23
Quadro 2.6 - Critérios de validação para análises não lineares – pilares.	24

Capítulo 3

Quadro 3.1 - Dimensões e armaduras dos elementos do pórtico.	30
Quadro 3.2 – Resultados obtidos nos ensaios.....	32
Quadro 3.3 - Valores das ações e respetivo coeficiente.	34
Quadro 3.4 - Valores da aceleração máxima de projeto de referência, para as diferentes zonas sísmicas segundo o Eurocódigo 8 (zona 3 assinalada).	35
Quadro 3.5 - Valor das variáveis para a configuração espectral segundo o Eurocódigo 8, para a zona 3, no sismo Tipo 1 e Tipo 2.	37

Capítulo 5

Quadro 5.1 - Resultados para análise numérica e estados limite do EC8-3 – Rotação da corda.....	74
Quadro 5.2 - Resultados para análise numérica e estados limite do EC8-3 – Esforço transversal.....	74
Quadro 5.3 - Resultados para análise numérica e estados limite do EC8-3 – Rotação da corda.....	78
Quadro 5.4 - Resultados para análise numérica e estados limite do EC8-3 – Esforço transversal.....	78
Quadro 5.5 - Resultados para análise numérica e estados limite da FEMA 356 – Rotação da corda.	83

Símbolos e abreviaturas

BSO – Objetivo de segurança básica

CoV – Coeficiente de variação

CP – Prevenção do Colapso (“Collapse Prevention”)

DL – Limitação de Danos (“Damage Limitation”)

E – Módulo de Elasticidade

EC8-3 – Eurocódigo 8 Parte 3

FEMA 356 – Federal Emergency Management Agency 356 – Prestandard and Commentary
for the Seismic Rehabilitation of Buildings

FO – Completamente Operacional (“Fully Operational”)

IO – Ocupação Imediata (“Immediate Occupancy”)

LS – Preservação de Vidas (“Life Safety”)

NC – Colapso Iminente (“Near Collapse”)

O – Operacional (“Operacional”)

SD – Danos Severos (“Significant Damage”)

SEAOC - Structural Engineers Association of California – Recommended Lateral Force
Requirements and Commentary

D/C – D (“Demand”) é a ação atuante no elemento (esforços ou rotações) e C (“Capacity”) é a
capacidade resistente

ρ – Rácio de verificação de segurança, igual a D/C

Φ – Diâmetro dos varões de aço (mm)

f_c – Resistência de compressão do betão

f_{cm} – Tensão de compressão média

f_y – Tensão de cedência do aço.

CAPITULO 1

Introdução, Objetivos e Organização da Dissertação

1.1 Introdução

Apesar de Portugal se encontrar sujeito, em maior ou menor grau, à ação dos sismos, a grande parte das construções existentes, em particular as mais antigas e aquelas que foram projetadas e construídas anteriormente à atual regulamentação estrutural, não tem capacidade resistente suficiente para suportarem sismos intensos. Esta realidade solícita medidas apropriadas de redução do risco resultante para pessoas e bens.

Cada vez mais a segurança estrutural e a avaliação do desempenho das construções existentes são uma prioridade. Tendo em atenção o panorama atual no setor da construção e a necessidade de intervir com custos controlados, levou ao desenvolvimento de normas e recomendações nesta área. Observando o impacto dos sismos na sociedade, a avaliação da segurança sísmica e a reabilitação das construções é fundamental, assim como o desenvolvimento de métodos como os apresentados na Parte 3 do Eurocódigo 8 e as disposições apresentadas na FEMA 356. Estas normas baseiam-se na avaliação do desempenho das estruturas e incluem métodos de modelação, de análise e verificação mais detalhados do que existentes para o dimensionamento de edifícios novos.

Os edifícios existentes apresentam especificidades, práticas e conceptuais, que diferem das construções novas, evidenciando-se as seguintes:

- A incerteza no conhecimento da estrutura resistente;
- A necessidade de uma análise mais detalhada, dada a possibilidade de ocorrência de mecanismos desfavoráveis e falta de controlo das zonas de inelasticidade;
- A falta de conhecimento existente sobre o comportamento de elementos construídos sem preocupações sísmicas. (Costa 2012)

Devido às incertezas que surgem no processo de avaliação de estruturas existentes é necessário ter em conta alguns conceitos, nomeadamente o nível de conhecimento associado à quantidade e fiabilidade da informação disponível (geometria, pormenores construtivos e propriedades dos materiais), e o qual determina a validade dos métodos de análise e os valores dos fatores de confiança que afetam as propriedades dos materiais (Coelho, Carvalho et al. 2004). No que diz respeito ao levantamento das características dos edifícios, a Parte 3 do Eurocódigo 8 indica os parâmetros a analisar e as instruções para a caracterização dos mesmos, no entanto parece menosprezar o efeito da sua variabilidade na resposta sísmica das estruturas (D'Ambrisi, Stefano et al. 2011). Assim sendo, surge a necessidade de desenvolver

estudos que foquem a aplicação destes métodos, com o objetivo de observar a sua adequação perante a variabilidade das características dos edifícios existentes.

1.2 Objetivos da dissertação

Este trabalho tem como objetivo perceber quais as dificuldades práticas na avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes, tendo como base para o desenvolvimento do trabalho a variabilidade das propriedades mecânicas dos materiais. No estudo será analisado um pórtico em betão armado, com recurso a análises dinâmicas não lineares, em que se irão variar os parâmetros relativos às propriedades mecânicas do aço e do betão, para avaliar e quantificar as diferenças encontradas, e por fim perceber a influência nos resultados finais.

Posteriormente será feita a avaliação sísmica do mesmo segundo a metodologia apresentada no Eurocódigo 8 Parte 3 – Avaliação e reforço de estruturas.

1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação está organizada em seis capítulos que retratam genericamente as várias etapas de todo o trabalho desenvolvido no âmbito da mesma.

No segundo capítulo são apresentadas as metodologias prescritas pelo EC8-3 e FEMA 356 utilizadas para a avaliação sísmica de estruturas existentes, sendo a que para a segunda abordagem são feitas apenas as referências com mais relevância para o estudo a ser realizado.

No capítulo seguinte é feita a apresentação da estrutura em estudo, bem como todos os elementos necessários à sua modelação.

O quarto capítulo é dedicado à apresentação e discussão dos resultados obtidos das análises numéricas, assim como o quinto mas com o objetivo da avaliação sísmica da estrutura ou elementos pertencentes à mesma.

Por fim, no sexto capítulo são apresentadas as conclusões retiradas deste trabalho, assim como possíveis desenvolvimentos futuros.

CAPITULO 2

Metodologia para a avaliação sísmica de estruturas existentes

2.1 Introdução

A avaliação sísmica das construções existentes tem como objetivo identificar as fragilidades e deficiências estruturais para posteriormente serem corrigidas. Esta consiste num procedimento quantitativo, através do qual se avalia se a estrutura existente resiste à combinação sísmica de dimensionamento.

Este capítulo será constituído por três partes. Na primeira parte será descrita toda a metodologia proposta pelo EC8-3, a segunda parte será dedicada à abordagem das prescrições expostas pela FEMA 356 e por fim a alusão ao programa utilizada para este estudo.

No desenvolvimento deste trabalho serão tidas em consideração as disposições de duas normas: o Eurocódigo 8 Parte 3 e a FEMA 356. Ambas indicam que a resistência do betão deve ser obtida tanto pelo conhecimento da estrutura como pelos ensaios in situ.

A metodologia de avaliação sísmica proposta pelo Eurocódigo 8 Parte 3, será amplamente exposta neste capítulo, não só pela avaliação da segurança sísmica da estrutura mas também pelo que está a montante desta, e que será essencial ao desenvolvimento deste trabalho.

Relativamente à aplicação das prescrições apresentadas pela FEMA 356, no âmbito deste trabalho, é feita uma breve abordagem ao que é exposto acerca da recolha de informação e quais os valores a utilizar nas análises para determinar a resistência do betão. São ainda referenciados os valores limite de “drift” e rotula plástica, para os diferentes níveis de desempenho, numa perspetiva de avaliação sísmica da estrutura.

2.2 Avaliação da segurança pelo EC8-3

Nesta secção será apresentada a metodologia proposta pelo EC8-3, para a qual é apresentado um esquema resumo na Figura 2.1.

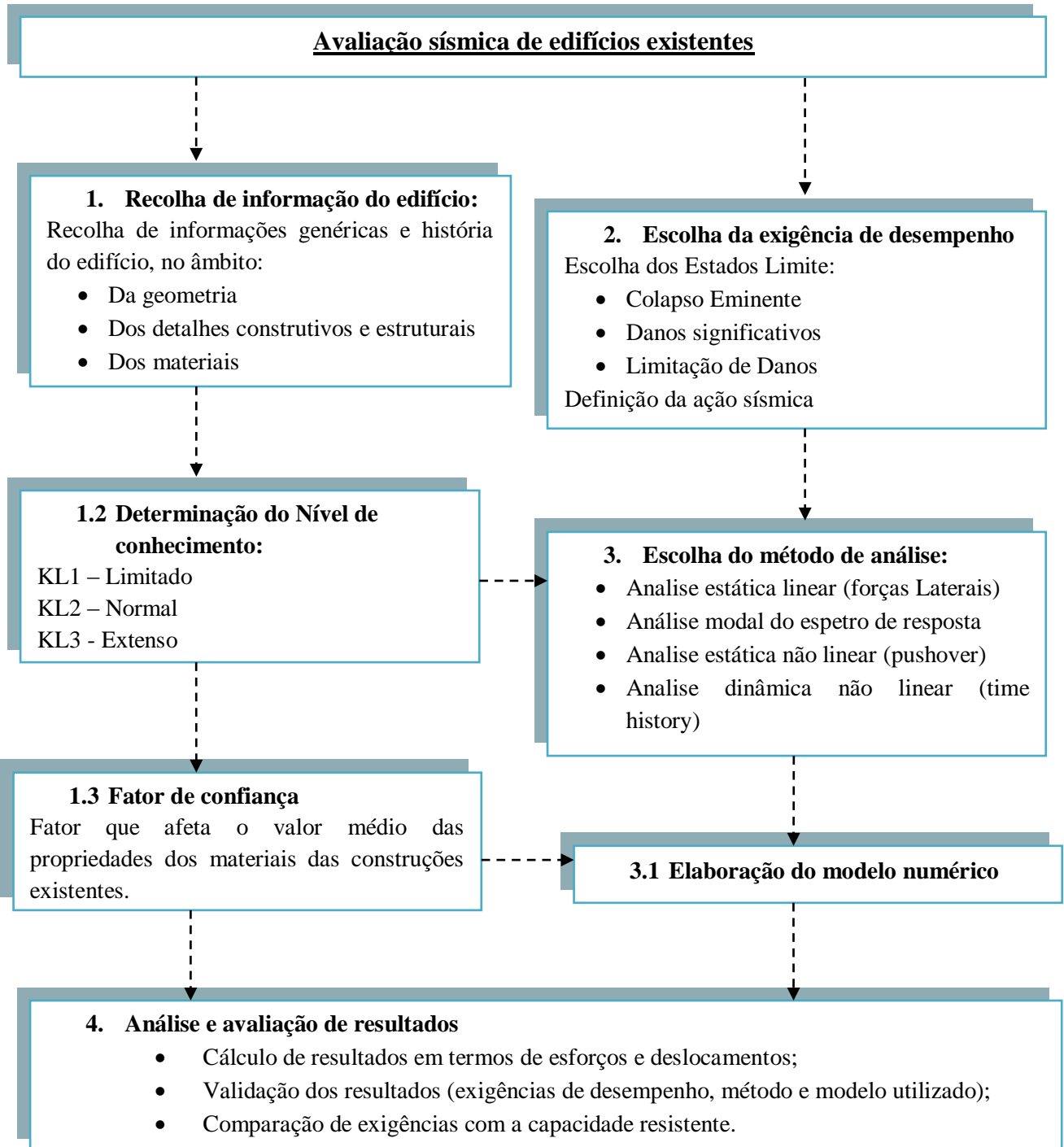


Figura 2.1 - Representação esquemática da metodologia para avaliação sísmica de edifícios existentes segundo o EC8-3.

2.2.1 Recolha de informação, Níveis de Conhecimento e Fatores de Confiança

A Parte 3 do Eurocódigo 8 é inteiramente dedicada à avaliação de edifícios, considerando os vários materiais estruturais, com o objetivo de definir se é necessário intervir na estrutura e de que forma. Nesta avaliação é introduzido o conceito de Nível de Conhecimento associado à quantidade e fiabilidade da informação disponível, em função do qual se definem os métodos de análise válidos e o valor do coeficiente de confiança que afeta as propriedades dos materiais.

2.2.1.1 Informação de base

A principal diferença entre as estruturas existentes e as novas é o facto de que as suas propriedades estruturais podem ser conhecidas. Este facto levanta questões tais como o método a usar para quantificar rigorosamente o Nível de Conhecimento que se tem da estrutura e como incluir esse Nível de conhecimento na verificação estrutural. A informação de base necessária acerca da estrutura pode ser obtida através de registos disponíveis de informação relevante existente, de inspeções locais e, na maior parte das situações de ensaios *in situ* ou testes laboratoriais. Estes dados a serem obtidos devem permitir:

- Identificação do sistema estrutural e da sua concordância com os critérios de regularidade previstos na Parte 1 do Eurocódigo 8, 4.2.3;
- Identificação do tipo de fundação da estrutura;
- Identificação das características do solo classificado com o previsto na Parte 1 do Eurocódigo 8, 3.1;
- Informações globais: das dimensões, das propriedades da secção transversal, das propriedades mecânicas dos materiais que constituem os elementos construtivos;
- Informações sobre os defeitos dos materiais e pormenorização inadequada;
- Informação sobre os critérios de dimensionamento sísmico utilizados para o projeto inicial (relação com regulamento em vigor) e o valor do coeficiente de comportamento q adotado, caso seja aplicável;
- Descrição da utilização presente, ou prevista para o edifício e identificação da sua classe de importância segundo o ponto 4.2.5 da Parte 1 do Eurocódigo 8;
- Reavaliação das ações impostas tendo em conta a utilização do edifício;

- Informações acerca da extensão e tipo de danos estruturais e ainda reparações realizadas anteriormente.

2.2.1.2 Níveis de conhecimento e Fatores de confiança

A interseção dos resultados provenientes de cada fonte deve ser efetuada de forma a minimizar incertezas. Na Parte 3 do Eurocódigo 8, o nível de conhecimento acerca da estrutura é definido como uma combinação de toda a informação disponível ou adquirida, contemplando os seguintes parâmetros gerais:

- Geometria – propriedades geométricas do sistema estrutural e dos elementos não estruturais e como estes podem afetar a resposta estrutural;
- Detalhes (pormenores construtivos) – incluem a quantidade e a pormenorização das armaduras do betão armado, ligações entre elementos de aço, ligações do piso à estrutura lateral, juntas de argamassa das alvenarias e natureza dos elementos de reforço na alvenaria;
- Materiais – propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

São definidos 3 níveis de conhecimento para a informação de base, que refletem a quantidade e qualidade da informação recolhida, e que se apresentam no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Níveis de Conhecimento e Fatores de confiança.

Nível de conhecimento	Geometria	Detalhes (pormenores construtivos)	Materiais	Análises	Fator de confiança	Para cada tipo de elemento	
						Inspeções (Detalhes)	Testes (Materiais)
KL1 Limitado	Desenhos originais de projeto com inspeção visual ou levantamentos completos	Dimensionamento de acordo com prática relevante e inspeções <i>in situ</i> limitadas.	Valores de defeito (normas da época) e ensaios <i>in situ</i> limitados	Lineares	1,35	20% dos elementos em estudo	Uma amostra por piso
KL2 Normal		Desenhos originais incompletos associados inspeção limitada ou Inspeção <i>in situ</i> extensa.	Especificações originais e ensaios <i>in situ</i> limitados ou Ensaios <i>in situ</i> mais extensos	Todas	1,20	50% dos elementos em estudo	Duas amostras por piso
KL3 Extenso		Desenhos originais associados a inspeção <i>in situ</i> limitada.	Testes originais e ensaios <i>in situ</i> limitados ou Ensaios <i>in situ</i> mais extensos	Todas	1,00	80% dos elementos em estudo	Três amostras por piso
Elementos	Geometria e dimensões dos elementos	Quantidade e posicionamento das armaduras	Propriedades mecânicas dos materiais				

2.2.2 Exigência de desempenho pelo EC8 - 3

A escolha do nível de segurança está relacionada com a definição da exigência de desempenho, que corresponde ao nível de danos máximo que se pretende que a estrutura apresente quando sujeita a uma determinada ação sísmica (Bento and Lopes 2008). O nível de danos é garantido com a verificação dos Estados Limites referidos no Eurocódigo 8. Na Figura 2.2 é representado o desempenho típico das estruturas correlacionado com os níveis de segurança.

2.2.2.1 Estado Limite de Colapso Eminente (Near Collapse – NC)

As estruturas são fortemente danificadas com grandes deformações permanentes, embora sejam capazes de suportar cargas verticais. A maioria dos elementos não estruturais colapsa. A este Estado Limite está associado um período de retorno de 2475 anos.

2.2.2.2 Estado Limite de Dano Significativo (Significant Damage – SD)

Os danos presentes nas estruturas são significativos e as deformações permanentes ligeiras, mas com reserva de resistência lateral e a capacidade de suportar cargas verticais. Os elementos não estruturais encontram-se fortemente danificados mas sem entrarem em colapso. A este Estado Limite está associado um período de retorno de 475 anos.

2.2.2.3 Estado Limite de Limitação de Danos (Damage Limitation – LD)

Os elementos estruturais encontram-se ligeiramente danificados, sem deformações permanentes e mantendo a sua capacidade resistente. Os elementos não estruturais podem apresentar fendilhação. A este Estado Limite está associado um período de retorno de 225 anos.

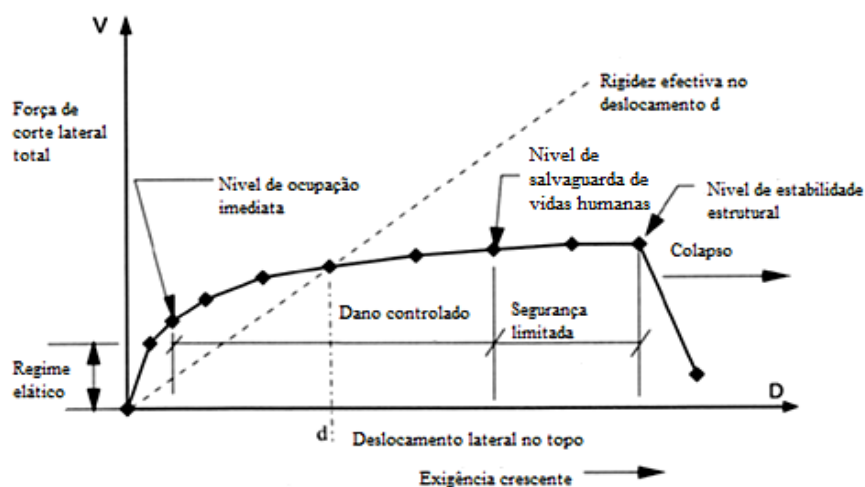


Figura 2.2 - Curva de desempenho típico das estruturas.(Heidi Faison 2004)

2.2.3 Critérios para a verificação da segurança

Na secção 4.6 do EC8-3 (e que é agora transposto para esta dissertação no Quadro 2.2), é apresentado o quadro síntese que resume a seguinte informação:

- Os valores das propriedades dos materiais a adotar para a avaliação da solicitação e capacidade dos elementos consoante o tipo de análise;
- Os critérios que devem ser seguidos para a verificação da segurança de elementos dúcteis e frágeis, para os diferentes tipos de análise.

Quadro 2.2 - Valor das propriedades dos materiais e critérios para a análise e verificação da segurança.

		Modelo linear		Modelo não linear		Fator comportamento - q	
		Solicitação expectável	Capacidade	Solicitação expectável	Capacidade	Solicitação expectável	Capacidade
Tipo de elemento ou mecanismo	Dúctil	Aceitação do modelo linear (para a verificação do valor $\rho_i = \frac{D_i}{C_i}$).		Da análise. Usar valores médios das propriedades no modelo.	Em termos de resistência. Usar valores médios das propriedades divididas pelo CF e pelos fatores parciais.	Da análise.	Em termos de resistência. Usar valores médios das propriedades divididos por CF e pelos fatores parciais.
		Da análise. Com valores médios.	Em termos de resistência. Valores médios.				
		Verificações (se o modelo linear aceite).					
	Da análise.	Em termos de deformação. Usar os valores os valores médios divididos pelo CF.					
	Frágil	Verificações (se o modelo linear aceite).					
		Se $\rho_i \leq 1$: da análise	Em termos de deformação. Usar os valores médios divididos por CF.				
Se $\rho_i > 1$: Por equilíbrio com a resistência dos resultados. Usar valores médios multiplicados pelo CF.							

2.2.4 Modelos de cálculo da capacidade resistente para os estados limite definidos pelo Eurocódigo 8

O EC8-3 define as capacidades dos elementos, tanto para mecanismos frágeis, como para mecanismos dúcteis, para serem utilizadas nas verificações de segurança dos diferentes estados limite. A capacidade de um mecanismo dúctil, é estabelecida pela rotação máxima da corda do elemento para os três estados limite, apresentados anteriormente, enquanto que para mecanismos frágeis, a capacidade é dada pela força de corte máxima admissível. (Caraslindas 2010)

Para efeitos de verificação, o EC8-3 distingue elementos ou mecanismos dúcteis e frágeis:

- Dúcteis: Vigas, pilares ou paredes sujeitos a esforços de flexão, com ou sem esforço axial;
- Frágeis: Mecanismos de esforço transversal de vigas, pilares, paredes e nós.

2.2.4.1 Capacidade de rotação da corda para os diferentes Estados Limite:

Colapso Eminente, θ_{NC} :

$$\theta_{NC} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016(0,3^v) \left[\frac{\max(0,01;w')}{\max(0,01;w)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha_{\rho_{sx}} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100\rho_d}) \quad \text{Eq. 2.1}$$

Onde:

$\gamma_{el} = 1.5$ para membros primários e 1.0 para membros secundários;

$v = N/bhf_c$ - esforço axial reduzido;

w' e w - Rácios das armaduras longitudinais comprimidas e tracionadas respetivamente;

f_c - Valor médio da tensão resistente do betão à compressão;

f_{yw} - Tensão de cedência do aço;

$\rho_{sx} = A_{sx}/b_w s_h$ - percentagem de área de armadura transversal - A_{sx} paralela à direção x de carregamento;

s_h - Espaçamento das armaduras;

b_w - Base da secção;

ρ_d - Taxa de armadura diagonal (se existir);

$L_v = M/V$ - rácio momento/corte na extremidade da secção;

h - Altura da secção transversal;

Fator de confinamento efetivo: $\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_0h_0}\right)$; onde b_0 e h_0 são as dimensões do núcleo de betão cintado e b_i as distâncias dos varões longitudinais restringidos ao longo do perímetro.

Dano Significativo, θ_{SD} :

$$\theta_{SD} = 0,75\theta_{NC} \quad \text{Eq. 2.2}$$

Dano Limitado, θ_{DL} :

$$\theta_{DL} = \Phi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0,00135 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v}\right) + \frac{\varepsilon_y}{d-d'} \frac{d_b f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad \text{Eq. 2.3}$$

Onde:

Φ_y - Curvatura de cedência na extremidade do elemento dada por: $\Phi_y = 2.10\varepsilon_y/h_c$ (Priestley, Calvi et al. 2007)

α_v - Variação de tensão no diagrama de momentos fletores. $\alpha_v = 1$ se as fendas por corte são esperadas posteriormente à cedência por flexão, caso contrário $\alpha_v = 0$.

z - Braço interno no elemento ($\approx 0,9d$);

h - Altura da secção;

ε_y - Deformação de cedência;

d e d' - Distâncias à armadura de tração e compressão, respetivamente;

d_b - Diâmetro da barra;

f_c - Valor médio da tensão resistente do betão à compressão;

$L_v = M/V$ - rácio momento/corte na extremidade da secção;

f_{yw} - Tensão de cedência do aço;

2.2.4.2 Capacidade de resistência ao corte

Colapso Eminente, V_R :

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\begin{array}{l} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min\left(5; \mu_{\Delta}^{pl}\right) \right) \right] \\ \left[0,16 \max\left(0,5; 100\rho_{tot}\right) \left(1 - 0,016 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \end{array} \right] \quad \text{Eq. 2.4}$$

Onde:

$\gamma_{el} = 1,15$ para elementos sísmicos primários e $1,0$ para elementos sísmicos secundários.

x - Altura da zona comprimida.

N - Esforço normal de compressão positivo. É igual a 0 se for de tração.

A_c - Área da secção transversal.

$\mu_{\Delta}^{pl} = \frac{\theta_{NC} - \theta_{DL}}{\theta_{DL}}$ - Exigência de ductilidade em deslocamento

ρ_{tot} - Percentagem de armadura longitudinal.

V_w - Contribuição da armadura de esforço transverso para a resistência ao corte dado pelas equações (A.13) e (A.14) no anexo A do EC8-3.

Nota: a verificação dos outros dois Estados Limite (Dano Significativo e Limitação de Dano) não é necessária, exceto quando são os únicos a ser verificados, nesse caso deve ser aplicado o disposto na secção A.3.3.1 do EC8-3.

2.2.5 Método de análise para a verificação da segurança sísmica

O Eurocódigo permite a verificação da segurança sísmica utilizando análises lineares ou não lineares, dependendo das características da estrutura e do método que se pretende utilizar. As verificações de segurança são definidas ao nível de secções de controlo dos elementos estruturais para as quais se admite diferentes mecanismos de rotura. Se a secção apresentar um mecanismo de rotura dúctil, opta-se por verificar se a deformação exigida é menor do que a deformação admissível do elemento. Caso, apresente um mecanismo de rotura frágil será necessário verificar se os esforços atuantes não excedem a sua capacidade resistente. A capacidade é obtida para os diferentes Estados Limites descritos no ponto 2.3.3 deste trabalho. (Caraslindas 2010)

O EC8-3 apresenta quatro tipos de análise sísmica cuja aplicação depende das características estruturais das construções. Estas podem ser divididas em lineares e não lineares, estáticas ou dinâmicas.

2.2.5.1 Análises lineares

- Análise estática – Análise por forças laterais – consiste na aplicação de dois conjuntos ortogonais de forças horizontais, aplicados separadamente ao modelo linear da estrutura. Sendo um método simplificado, constitui uma boa aproximação quando aplicado a estruturas regulares, tanto em planta como em altura.
- Análise dinâmica – Análise modal por espectro de resposta – um espectro de resposta pode ser definido como a representação gráfica do valor máximo da resposta (medida em termos deslocamento, aceleração, esforços, etc.) de um conjunto de osciladores de um grau de liberdade, quando solicitados por uma determinada ação sísmica. Estes valores máximos são representados em função da frequência própria dos osciladores (ou período) e do valor do coeficiente de amortecimento considerado. Partindo da semelhança que existe entre a resposta de osciladores com vários graus de liberdade e um oscilador de um grau de liberdade, é possível quantificar através de espectros de resposta, os valores máximos da resposta de um oscilador de vários graus de liberdade.

2.2.5.2 Análises não lineares

- Análise estática – Análise estática não linear (pushover) – neste tipo de análise as estruturas são submetidas a cargas gravíticas e a cargas monotónicas horizontais incrementais. Métodos de análise (Bento and Lopes 2008):
 - Método do Espectro da Capacidade Resistente ATC-40 (Capacity Spectrum Method)
 - Método do Coeficiente de Deslocamento FEMA-273 /FEMA-356 (Displacement Coefficient Method)
 - Método N2 - Eurocódigo 8 (N2 Method – Peter Fajfar)

- Análise dinâmica – Análise temporal não linear – neste tipo de análise, a resposta da estrutura no tempo pode ser obtida através da integração numérica direta das equações diferenciais do movimento, utilizando os acelerogramas para a representação dos movimentos do solo. Estes acelerogramas são definidos em 3.2.3.1 na Parte 1 do Eurocódigo 8.

Os modelos estruturais utilizados devem ser complementados por regras que descrevam o comportamento dos elementos quando sujeitos a ações cíclicas de carga e descarga. Estas regras devem refletir a capacidade de dissipação de energia dos elementos estruturais quando sujeitos a ações sísmicas de dimensionamento.

A resposta sísmica da estrutura pode ser obtida pela média das análises dinâmicas não lineares efetuadas, num número mínimo de sete ou através do valor mais desfavorável das análises realizadas. As normas em vigor indicam a análise não linear dinâmica como análise de referência para a avaliação da capacidade e verificação da segurança estrutural. O Eurocódigo 8 concretamente, recomenda a aplicação de métodos de análise não linear com integração no tempo para a avaliação de estruturas existentes de betão armado.

2.3 Disposições FEMA 356

Para simular a resposta sísmica dos edifícios de betão armado existentes é importante definir corretamente as propriedades mecânicas do betão. Analogamente ao que foi apresentado relativamente ao EC8-3, neste ponto é feita uma breve abordagem às disposições da FEMA 356 no âmbito do tema deste trabalho.

2.3.1 Recolha de informação

As propriedades mecânicas dos elementos de betão armado devem ser obtidas através de projetos disponíveis, especificações e outros documentos relativos à construção existente. Se estes não fornecem informações adequadas para quantificar as propriedades dos materiais ou o estado dos elementos da estrutura de betão, essa informação deve ser complementada por ensaios e avaliações das condições existentes.

2.3.1.1 Propriedades dos materiais

As propriedades dos materiais devem ser obtidas a partir da estrutura real, isto é, os materiais que realmente se encontram na mesma. As propriedades fundamentais a recolher são:

- Resistência do betão;
- Tensão de rotura do aço, pré-esforço e condições de ligação.

E ainda:

- Resistência à tração e módulo de elasticidade do betão, que pode ser obtido a partir da resistência à compressão, no entanto, não garante a quantificação dos danos que possam existir na estrutura;
- Ductilidade, resistência e propriedades de fadiga do betão;
- Presença de carbono equivalente no aço;
- Presença de qualquer tipo de degradação, nomeadamente de corrosão, de aderência ou relativas à composição química dos materiais.

O trabalho requerido para determinar estas propriedades depende da disponibilidade de informações nomeadamente, documentos atualizados, projetos de construção, a qualidade e tipo de construção (ausência de degradação), a acessibilidade, e a condição dos materiais.

2.3.1.2 Propriedades geométricas

Propriedades geométricas dos elementos são necessárias para caracterizar adequadamente o desempenho do edifício na análise sísmica. O ponto de partida para avaliar as propriedades dos elementos e o seu estado de conservação, deve ser a recuperação de documentos de relativos à construção. Na falta destes, devem ser realizadas inspeções completas ao edifício por forma a que sejam identificados elementos e sistemas construtivos. Características geométricas a recolher:

- Dimensões da secção transversal dos elementos individuais e configuração da estrutura global;
- Pormenorização das ligações entre elementos, diâmetro e configuração espacial das armaduras e reforço quando existente;
- Modificações aos elementos ou configuração global da estrutura;
- Condição física corrente dos elementos e ligações, e a extensão de qualquer deterioração presente;
- Presença de condições que influenciam o desempenho do edifício.

2.3.1.3 Número de ensaios

De forma a quantificar com precisão as propriedades, anteriormente enunciadas, in situ, é importante que um número mínimo de ensaios seja realizado em elementos primários do sistema. O número mínimo de ensaios é ditado pelos dados disponíveis a partir de construção original, o tipo de sistema estrutural adotado, a precisão desejada, e qualidade e a condição dos materiais in situ. A acessibilidade do sistema estrutural pode influenciar também o programa de ensaios.

Devem ser realizados no mínimo de três ensaios para determinar as propriedades necessárias. Se o coeficiente de variação for superior a 14%, devem ser realizados mais ensaios até que o coeficiente de variação seja igual ou inferior a 14%. As condições a ter presentes para a recolha de amostra são as seguintes:

- Para elementos de betão para os quais a resistência de projeto é conhecida, mas não estão disponíveis ensaios da época, devem ser recolhidas no mínimo 3 amostras para cada piso, por cada 305m³ de betão, ou ainda por cada 929m² de superfície.

- Nos casos em que não é conhecida a resistência de projeto do betão nem existem ensaios da época de construção, o número de amostras aumenta para 6 por cada piso, por cada 305m³ de betão, ou ainda por cada 929m² de superfície.

Sempre que os resultados indiquem que foram empregues diferentes classes de betão, o número de ensaios deve ser aumentado, para que se confirme a classe de resistência.(ASCE 2007)

2.3.2 Níveis conhecimento

Identicamente ao que foi descrito anteriormente para o EC8-3, também neste ponto será feita referência aos níveis de conhecimento indicados pela norma americana. Esta norma considera três níveis de conhecimento (Mínimo, Usual e Abrangente) e dois valores diferentes para o Fator de Conhecimento (0,75 e 1). No Quadro 2.3, estão apresentados de forma sucinta, os meios necessários à obtenção de cada nível de conhecimento, bem como, os respetivos fatores de conhecimento.

Quadro 2.3 – Requisitos para a recolha de informação. (FEMA 356, 2000)

Dados	Nível de Conhecimento							
	Mínimo		Usual				Abrangente	
Objetivo da Reabilitação	BSO ou reduzido		BSO ou reduzido		Melhorada		Melhorada	
Tipo de análise	Análises lineares estáticos e dinâmicos		Todos		Todos		Todos	
Ensaios	Sem ensaios		Ensaios usuais		Ensaios usuais		Ensaios abrangentes	
Desenhos	Desenhos de projeto	Ou equivalente	Desenhos de projeto	Ou equivalente	Desenhos de projeto	Ou equivalente	Documentos da construção	Ou equivalente
Condições de avaliação	Visual	Abrangente	Visual	Abrangente	Visual	Abrangente	Visual	Abrangente
Propriedades dos materiais	A partir de desenhos ou valores padrão a	A partir de valores padrão	A partir de desenhos e ensaios	A partir de ensaios usuais	A partir de desenhos e ensaios	A partir de ensaios usuais	A partir de projetos e ensaios	A partir de ensaios abrangentes
Fator de conhecimento K	0,75	0,75	1,00	1,00	0,75	0,75	1,0	1,0

Quando se recorre à análise dinâmica não linear, o nível de conhecimento deve ser suficiente para permitir conhecimento abrangente da estrutura ($k = 1,0$).

2.3.3 Parâmetros de entrada

A FEMA 356 define o valor da tensão resistente do betão em função do coeficiente de variação (CoV) obtido a partir dos ensaios efetuados. De acordo com a mesma, quando o coeficiente de variação é superior a 14% ($CoV > 14\%$), o número de ensaios para a resistência do betão deve ser aumentado até que se alcance um $CoV < 14\%$, pois só com esta condição é possível usar os valores médios obtidos nos ensaios. Se o $CoV > 14\%$, o valor para a resistência do betão adotar na realização das análises, é obtido pela diferença entre o valor médio e o desvio padrão da distribuição assumida. (ASCE, 2000)

2.3.4 Exigência de desempenho

2.3.4.1 Limites de “drift”

Uma das formas de avaliação das estruturas é pela avaliação do deslocamento relativo entre pisos –“drift”. Os deslocamentos relativos entre pisos, máximos, obtidos a partir da análise numérica devem ser comparados com os valores limite fornecidos pelo SEAOC apresentados no Quadro 2.4. (D'Ambrisi, Stefano et al. 2011)

Quadro 2.4 - Estados limite (Danos do edifício global).

Nível de desempenho	Drift
Completamente Operacional (Fully Operational – FO)	0,2%
Operacional (Operational - O)	0,5%
Preservação de vidas (Life Safety – LS)	1,5%
Colapso Eminente (Near Collapse – NC)	2,2%

2.3.4.2 Capacidade de rotação da rótula plástica para os vários Níveis de desempenho

Para análises não lineares dinâmicas, o comportamento hysterético de cada elemento deve ser modelado usando as propriedades verificadas por evidência experimental. A utilização da relação generalizada carga-deformação descrita pela Figura 2.3 para representar a relação descrita, é permitida nesta análise. (FEMA 356, 2000)

Ponto A corresponde à condição sem carga. O ponto B corresponde à tensão de cedência nominal do aço. A inclinação do segmento BC varia entre 0% e 10% do declive inicial (segmento AB). O ponto C tem a resistência igual à resistência nominal. Linha CD corresponde à cedência inicial do elemento. Esta pode estar associada com os fenómenos, de cedência da armadura de flexão, fragmentação de rutura do betão ou de corte após a cedência inicial. Linha DE representa a resistência residual do elemento, que pode ser zero, em alguns casos, ou praticamente zero em outros. Ponto E corresponde ao limite de deformação. No entanto, a cedência inicial em C define geralmente a deformação limite, nesse caso o ponto E tem deformação igual à de C e resistência zero. (Giannopoulos, 2009)

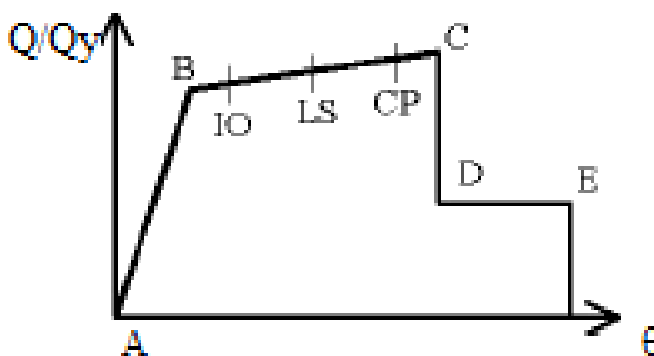


Figura 2.3 – Relação força-deformação generalizada para elementos de betão armado.

Nos Quadros 2.3 e 2.4 estão representados os valores a considerar para os diferentes Níveis de Desempenho, para vigas e pilares respetivamente, indicados pela FEMA 356.

Quadro 2.5 – Critérios de validação para análises não lineares – vigas.

Ângulo da rotação plástica (rad)					
Elementos primários					
Condições			Nível de desempenho		
Controlo por flexão:			IO	LS	CP
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Armadura transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$			
$\leq 0,0$	C	≤ 3	0,01	0,02	0,025
$\leq 0,0$	C	≥ 6	0,005	0,01	0,02
$\geq 0,5$	C	≤ 3	0,005	0,01	0,02
$\geq 0,5$	C	≥ 6	0,005	0,005	0,015
$\leq 0,0$	NC	≤ 3	0,005	0,01	0,02
$\leq 0,0$	NC	≥ 6	0,0015	0,005	0,01
$\geq 0,5$	NC	≤ 3	0,005	0,01	0,01
$\geq 0,5$	NC	≥ 6	0,0015	0,005	0,005
Controlo por corte:					
Espaçamento entre estribos $\leq d/2$			0,0015	0,0020	0,0030
Espaçamento entre estribos $\geq d/2$			0,0015	0,0020	0,0030
Controlo por desenvolvimento inadequado ou emenda ao longo da extensão:					
Espaçamento entre estribos $\leq d/2$			0,0015	0,0020	0,0030
Espaçamento entre estribos $\geq d/2$			0,0015	0,0020	0,0030
Ligação viga - pilar inadequada:					
			0,01	0,01	0,015
"C" e "NC" são as abreviaturas para Conforme e Não Conforme no que diz respeito a armadura transversal. Um elemento é conforme se, na região de rótula plástica, os estribos estão espaçados de $\leq d/3$ e se os elementos têm exigência de ductilidade de moderada a elevada, a resistência fornecida pelos estribos (Vs) é de pelo menos três quartos da força de corte de dimensionamento. Caso contrário, o elemento é considerado Não Conforme.					

Em que:

V – força de corte no elemento;

b_w – largura da secção;

d – distância entre a fibra mais comprimida do betão e o centro da armadura tracionada;

f_c – resistência à compressão do betão;

ρ – taxa de armadura de tração na secção;

ρ' – taxa de armadura de compressão na secção;

ρ_{bal} – taxa de armadura na secção, que produz o equilíbrio em condições de deformação.

Quadro 2.6 - Critérios de validação para análises não lineares – pilares.

Ângulo da rotação plástica (rad)					
Elementos primários					
Condições			Nível de desempenho		
Controlo por flexão					
$\frac{P}{A_g f_c}$	Armadura transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$	IO	LS	CP
$\leq 0,1$	C	≤ 3	0,005	0,015	0,02
$\leq 0,1$	C	≥ 6	0,005	0,012	0,016
$\geq 0,4$	C	≤ 3	0,003	0,012	0,015
$\geq 0,4$	C	≥ 6	0,003	0,01	0,012
$\leq 0,1$	NC	≤ 3	0,005	0,004	0,005
$\leq 0,1$	NC	≥ 6	0,002	0,002	0,003
$\geq 0,4$	NC	≤ 3	0,002	0,002	0,003
$\geq 0,4$	NC	≥ 6	0,002	0,002	0,002
Controlo por corte:					
Todos os casos			-	-	-
Controlo por desenvolvimento inadequado ou emenda ao longo da extensão					
Espaçamento entre cintas $\leq d/2$			0,005	0,005	0,01
Espaçamento entre cintas $\geq d/2$			0,0	0,0	0,0
Esforço axial excede $0,7P_0$					
Reforço conforme ao longo de todo o comprimento			0,0	0,005	0,01
Todos os outros casos			0,0	0,0	0,0
<p>"C" e "NC" são as abreviaturas para Conforme e Não Conforme no que diz respeito a armadura transversal. Um elemento é conforme se, na região de rótula plástica, as cintas estão espaçadas de $\leq d/3$ e se os elementos têm exigência de ductilidade de moderada a elevada, a resistência fornecida pelas cintas (Vs) é de pelo menos três quartos da força de corte de dimensionamento. Caso contrário, o elemento é considerado Não Conforme.</p>					

Em que:

A_g – área bruta da secção;

P – força axial no elemento;

V – força de corte no elemento;

b_w – largura da secção;

d – distância entre a fibra mais comprimida do betão e o centro da armadura tracionada;

f_c – resistência à compressão do betão.

2.4 Programa PORANL

Como foi enunciado no ponto anterior, as análises dinâmicas não lineares são as que melhor reproduzem o comportamento real das estruturas, no entanto geram uma enorme quantidade de informação, o que dificulta a interpretação destes resultados.

O estudo numérico da resposta sísmica de estruturas em pórtico de betão armado será feito através do programa PORANL, desenvolvido por Varum (1996) com base no modelo histerético de Takeda anteriormente desenvolvido por Costa (1989). Mais tarde foi implementado um índice de dano por Romão (2002), posteriormente Rodrigues (2005), desenvolveu dois modelos histeréticos não lineares, um capaz de simular painéis de alvenaria confinados sujeitos a ações horizontais e outro representativo do comportamento de elementos de betão armado sujeitos ao corte. Desenvolveu ainda a interface de gráfico VisualANL de pré e pós processamento de dados.

O objetivo do programa é a simulação do comportamento sísmico de estruturas de betão armado, com recurso à análise estrutural efetuada através da modelação em pórticos planos, permitindo assim obter a resposta a ações estáticas e/ ou dinâmicas, considerando o comportamento histerético não linear dos elementos sujeitos à flexão. A análise não linear é realizada recorrendo a um processo incremental utilizando a rigidez tangente em cada instante, e para a resolução das equações diferenciais de equilíbrio dinâmico é utilizado o método implícito Newmark numa formulação incremental (Varum 1996; Rodrigues 2005).

CAPITULO 3

Modelação do caso de estudo

3.1 Introdução

Neste capítulo é apresentado, numa primeira fase, o caso de estudo, no que diz respeito às características geométricas e construtivas, assim como a caracterização dos materiais que constituem o pórtico e que serão necessárias ao desenvolvimento deste trabalho.

Para o desenvolvimento deste estudo, é necessária ainda modelação numérica do pórtico, referido anteriormente, através do programa PORANL mencionado no ponto 2.4 desta dissertação. Esta incidirá sobre as características geométricas e estruturais do pórtico, bem como, sobre as características dos materiais.

Tratando-se esta dissertação de um estudo numérico em regime não linear, todo o trabalho de modelação terá como objetivo reproduzir o melhor possível o grau de realismo e fundamento aos resultados pretendidos.

3.2 Descrição do pórtico em estudo

A descrição do pórtico em estudo em feita por três parâmetros: geometria, pormenores construtivos e caracterização dos materiais constituintes.

3.2.1 Geometria

O pórtico a ser estudado é de betão armado, com cinco pisos e apresenta as características geométricas apresentadas nas Figuras 3.1 e 3.2. A Figura 3.1 mostra a localização do pórtico na estrutura global do edifício. Na Figura 3.2 é apresentada a geometria do pórtico propriamente dito.

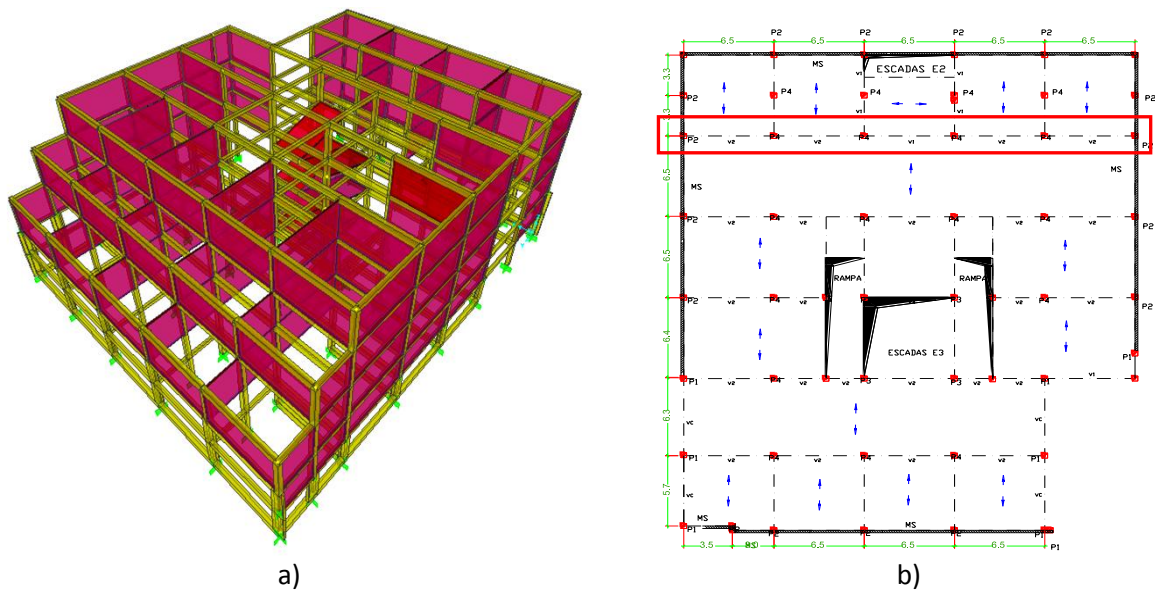


Figura 3.1 - Representação 3D do edifício em estudo (a) e representação em planta do pórtico estudado (b).

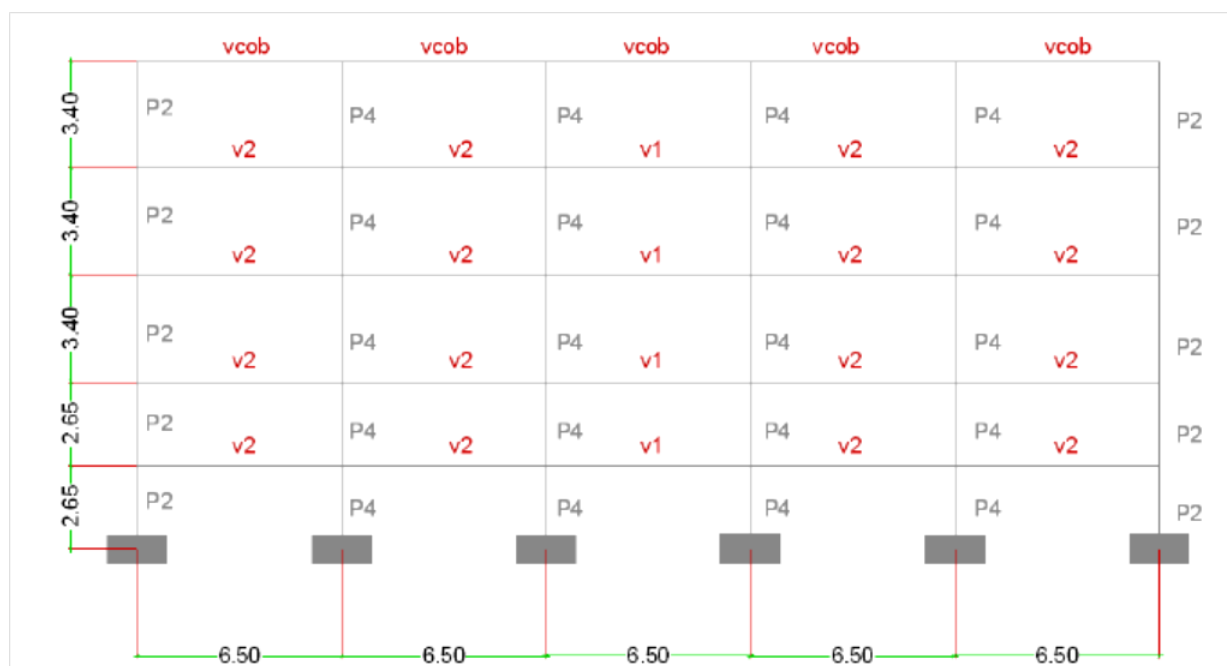


Figura 3.2 - Representação do pórtico na direção de estudo.

3.2.2 Pormenores construtivos

No quadro seguinte é definida a quantidade de armadura, bem como as dimensões dos elementos e que fazem parte dos parâmetros de entrada necessários para as análises.

Quadro 3.1 - Dimensões e armaduras dos elementos do pórtico.

Elemento	Dimensões		Armadura longitudinal	Armadura transversal
	h (m)	b (m)		
P2	0,40	0,40	6Φ16	Φ6//0,125
P4	0,40	0,40	8Φ16	Φ6//0,125
V1	0,60	0,30	Sup.: 3Φ20 Inf.: 6Φ20	Φ6//0,12
V2	0,70	0,30	Sup.: 4Φ16 Inf.: 6Φ20	Φ6//0,12
Vcob	0,50	0,30	Sup.: 3Φ16 Inf.: 3Φ16	Φ6//0,12

3.2.3 Caracterização dos materiais

A avaliação das propriedades *in situ* do edifício em estudo foi conduzida de acordo com o Eurocódigo 8 – Parte 3, de acordo com o conjunto de procedimentos definidos

anteriormente. Assim, foi efetuado um levantamento da geometria do edifício, dos pormenores construtivos e foram recolhidas amostras dos materiais para caracterização das suas propriedades mecânicas. Foram retiradas 3 carotes de betão por cada piso do edifício, por tipologia de elemento (3 carotes em vigas e 3 carotes em pilares). No caso das vigas da cobertura apenas foi extraída uma carote. No que respeita a caracterização das propriedades do aço, foram extraídos 7 varões dos elementos dos pisos 3 a 5 do edifício, contemplando varões com diâmetros \varnothing 10 mm e \varnothing 16 mm.

No que respeita à caracterização da tensão de cedência do aço S500, o tratamento estatístico dos resultados obtidos dos ensaios à tração, considerando uma distribuição lognormal (Figuras 3.3 a 3.7), conduziu a uma tensão de cedência média igual a 520 MPa e a um coeficiente de variação (CoV) igual a 5%, o que indica a baixa variabilidade desta propriedade.

No caso do betão, a caracterização estatística da resistência à compressão foi efetuada considerando uma distribuição normal (Figura 3.8), tendo sido definidos valores diferentes consoante o piso e o tipo de elemento estrutural. Salienta-se, no entanto, que os valores dos CoVs obtidos são significativamente diferentes de caso para caso. Na hipótese do edifício apenas ser constituído por uma única classe de betão, o valor médio da resistência à compressão obtido a partir da totalidade das amostras ensaiadas foi de 24.8 MPa, com um CoV igual a 0.36. Os resultados obtidos dos diferentes cenários de resistência à compressão considerados neste estudo são apresentados no Quadro 3.2.

Assim, no tratamento estatístico dos resultados obtidos foram usadas distribuições normais para o betão e a distribuição lognormal para o aço, (Costa, A. *et al*, 2010).

Quadro 3.2 – Resultados obtidos nos ensaios

	Piso	f_{cm} (MPa)	Desvio padrão da distribuição	Coefficiente de variação (em %)
Média global para o pórtico	-	24,77	8,90	36
Média por piso	1	24,90	11,42	46
	2	21,50	6,01	28
	3	29,00	7,00	24
	4	21,00	9,47	45
	5	32,10	5,47	17
Média por elemento e por piso - pilares	1	23,60	12,40	53
	2	23,10	2,08	9
	3	28,00	9,45	34
	4	27,30	3,28	12
	5	34,50	4,75	14
Média por elemento e por piso - vigas	1	26,10	12,89	49
	2	20,30	8,10	40
	3	29,90	7,37	25
	4	14,70	9,65	66
	5	27,10	-	-

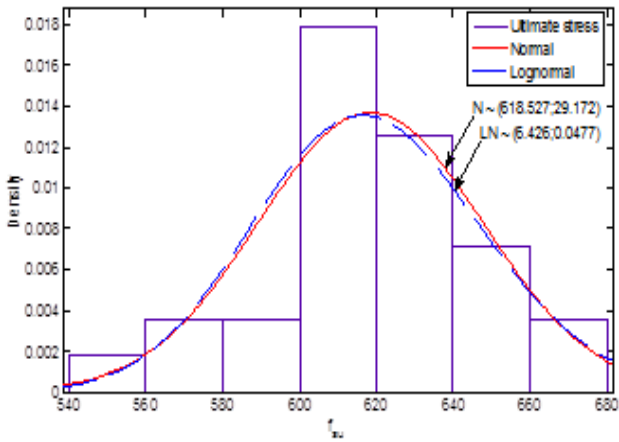


Figura 3.3 - Tensão última do aço.

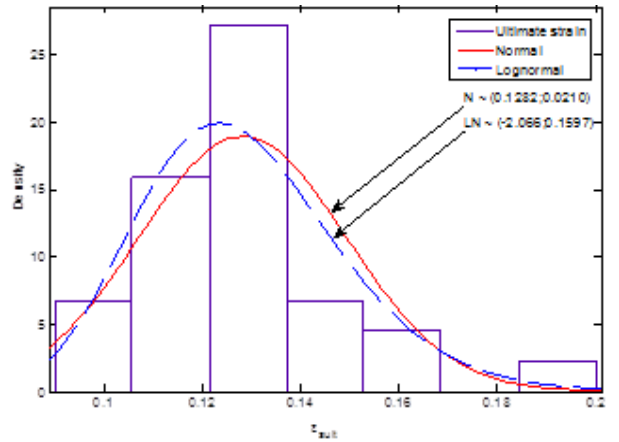


Figura 3.4 - Extensão última do aço.

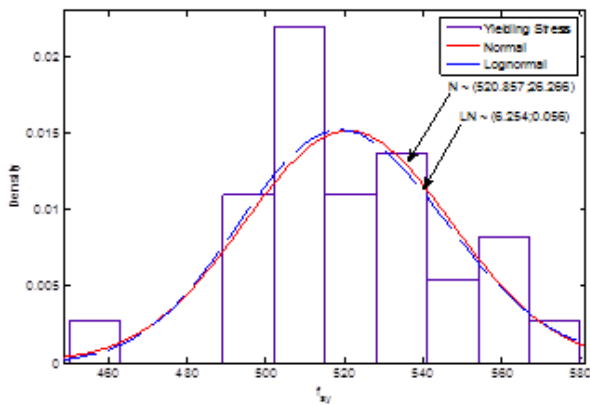


Figura 3.5 - Tensão de cedência do aço

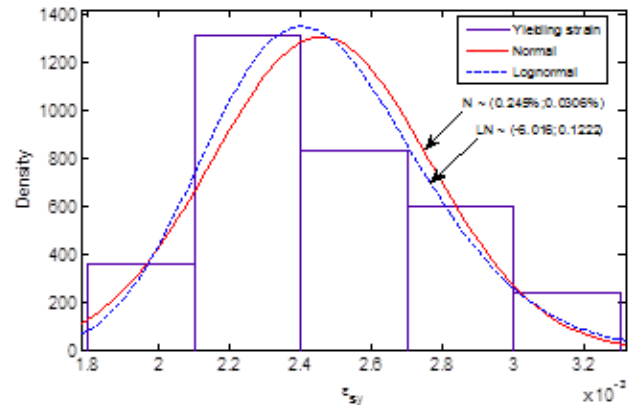


Figura 3.6 - Extensão de cedência do aço.

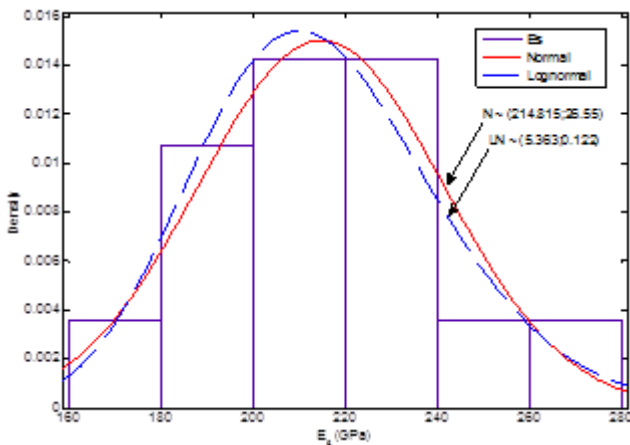


Figura 3.7 - Módulo de elasticidade do aço.

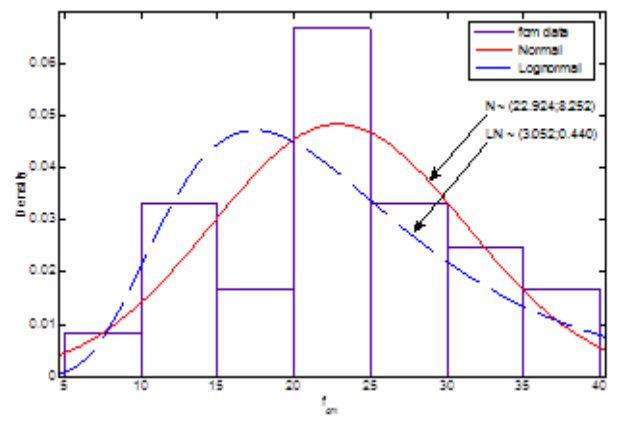


Figura 3.8 - Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão.

3.3 Cargas estáticas, massa e amortecimento

Serão consideradas cargas verticais distribuídas nas vigas correspondentes à sua área de influência, com a solicitação correspondente à combinação de ações quase permanente:

$$P_{cqp} = \sum_j G_{K,j} + \sum_i \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i} \quad \text{Eq. 3.5}$$

A massa considerada no modelo será simulada considerando que esta se encontra concentrada ao nível dos pisos e distribuída uniformemente nas vigas. Para a quantificação das ações e respetivos coeficientes serão utilizados os valores que se apresentam no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 - Valores das ações e respetivo coeficiente.

Piso	Peso próprio e restantes cargas permanentes (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	ψ_2
1 (Zona de estacionamento)	6,60	5,00	0,6
2 (Zona de comércio)	6,20	4,00	0,6
3 (Zona de comércio)	6,20	4,00	0,6
4 (Zona de comércio)	6,20	4,00	0,6
Cobertura	2,90	0,30	0

3.4 Ação sísmica

Serão utilizados acelerogramas gerados artificialmente de forma a respeitar a ação sísmica de projeto recomendada no Eurocódigo 8 (2010) com o zonamento sísmico definido no Anexo Nacional. O Eurocódigo 8 indica dois tipos de sismo a utilizar nas análises sísmicas: Sismo do Tipo 1 (afastado/ interplacas) e sismo do Tipo 2 (próximo/ intraplacas).

3.4.1 Zonamento Sísmico

Nos dois tipos de cenário de sismo o Anexo Nacional prevê a variação da aceleração entre as diferentes zonas. Assim sendo, para Portugal Continental resultam 6 zonas distintas, no caso do sismo afastado e 5 zonas no caso do sismo próximo, como mostra a Figura 3.9 Quanto às acelerações máximas de projeto de referência a_{gR} , para as diferentes zonas sísmicas estão apresentadas no Quadro 3.4.

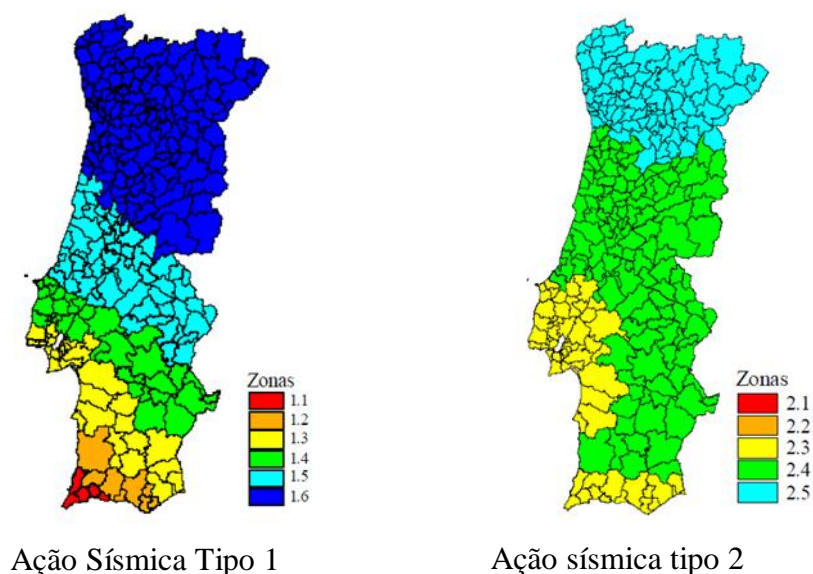


Figura 3.9 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (Anexo Nacional Eurocódigo 8 (2010).

Quadro 3.4 - Valores da aceleração máxima de projeto de referência, para as diferentes zonas sísmicas segundo o Eurocódigo 8 (zona 3 assinalada).

Zona sísmica	$a_{gR}(m/s^2)$	
	Sismo Tipo 1	Sismo Tipo 2
1	2,50	2,50
2	2,00	2,00
3	1,50	1,70
4	1,00	1,10
5	0,60	0,80
6	0,35	-

3.4.2 Definição do Espectro de Resposta Elástico Horizontal.

A componente horizontal do espectro de resposta elástica, $S_e(T)$ é definida no Eurocódigo 8 pelas expressões seguintes:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad \text{Eq. 3.6}$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad \text{Eq. 3.7}$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad \text{Eq. 3.8}$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad \text{Eq. 3.9}$$

Em que:

- $S_e(T)$ - espectro de resposta elástico;
- T - período de vibração dum sistema de um grau de liberdade;
- a_g - valor de calculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad \text{Eq. 3.10}$$

- 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 o início do ramo de deslocamento constante;
- S - fator do solo;
- η - coeficiente de correção do amortecimento, com valor de referencia $\eta=1$ para 5% de amortecimento viscoso.

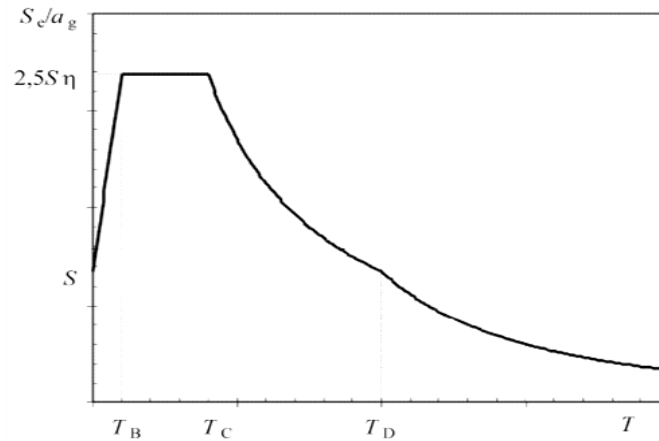


Figura 3.10 - Forma do espectro de resposta elástica (Eurocódigo 8).

A consideração dos efeitos das características do solo na ação sísmica é feita através da distinção de cinco tipos de terreno, denominados por terreno do tipo A, B, C, D e E, cuja descrição é feita no Quadro 3.1 do Eurocódigo 8 (2010). Os valores das variáveis que definem a configuração espectral para os diferentes tipos de terreno estão discriminados nos Quadros 3.2 (para espectros de resposta elástica de tipo 1) e 3.3 (para espectros de resposta elástica de tipo 2) do mesmo regulamento. Para o caso de estudo (solo B), os valores são apresentados no Quadro 3.5.

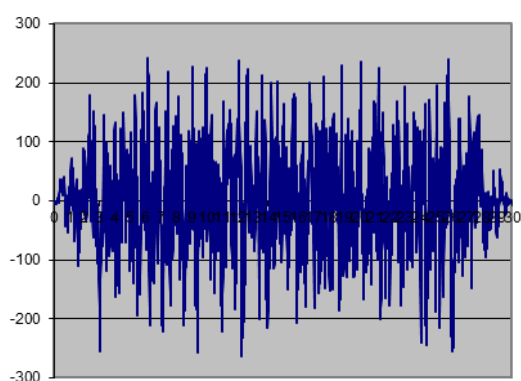
Quadro 3.5 - Valor das variáveis para a configuração espectral segundo o Eurocódigo 8, para a zona 3, no sismo Tipo 1 e Tipo 2.

Variável	Sismo do Tipo 1 (Afastado)	Sismo do Tipo 2 (Próximo)
S	1,20	1,35
$T_B(s)$	0,15	0,05
$T_C(s)$	0,50	0,25
$T_D(s)$	2,00	1,20

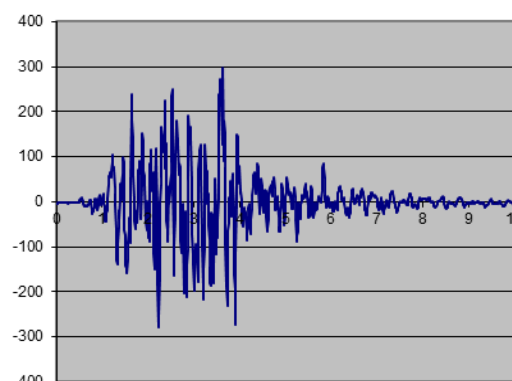
3.4.3 Acelerogramas representativos da ação sísmica

Para a representação da ação sísmica de projeto do Eurocódigo 8 nas análises efetuadas no programa PORANL, serão utilizados acelerogramas gerados artificialmente pelo programa SIMQKE (Vanmarke et al 1976), como os que são apresentados na Figura 3.11.

No caso de análises dinâmicas não lineares realizadas com acelerogramas gerados artificialmente, o Eurocódigo 8 (2010), ponto 4.3.3.4.3, indica que se a resposta sísmica for avaliada com 7 ou mais acelerogramas, os resultados deverão ser o valor médio das análises realizadas. Caso contrário deverá utilizar-se o valor mais desfavorável de entre as respostas obtidas nas análises.



Sismo de Tipo 1



Sismo de Tipo 2

Figura 3.11 - Aspeto dos acelerogramas para a região de Lisboa.

Os sete acelerogramas de cada cenário sísmico permitem obter os espectros médios das séries correspondentes, Figuras 3.12 e 3.13, onde está também presente a comparação com os espectros de resposta originais do Eurocódigo 8 e a sua envolvente, sendo esta obtida desfasando o espectro original somando-lhe e subtraindo-lhe o valor do desvio padrão. O espectro médio das séries deve estar contido neste intervalo, o que se verifica.

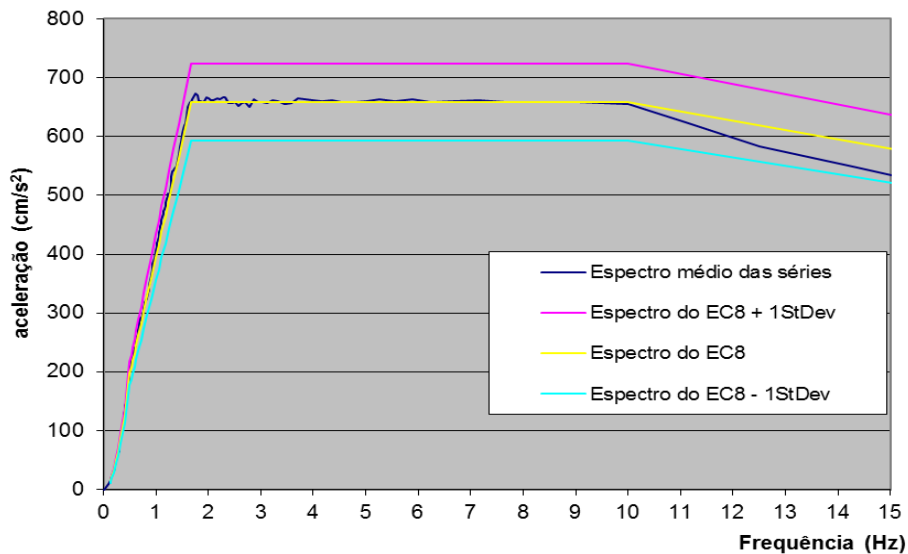


Figura 3.12 - Espectros de resposta médios para a região de Lisboa (sismo tipo 1).

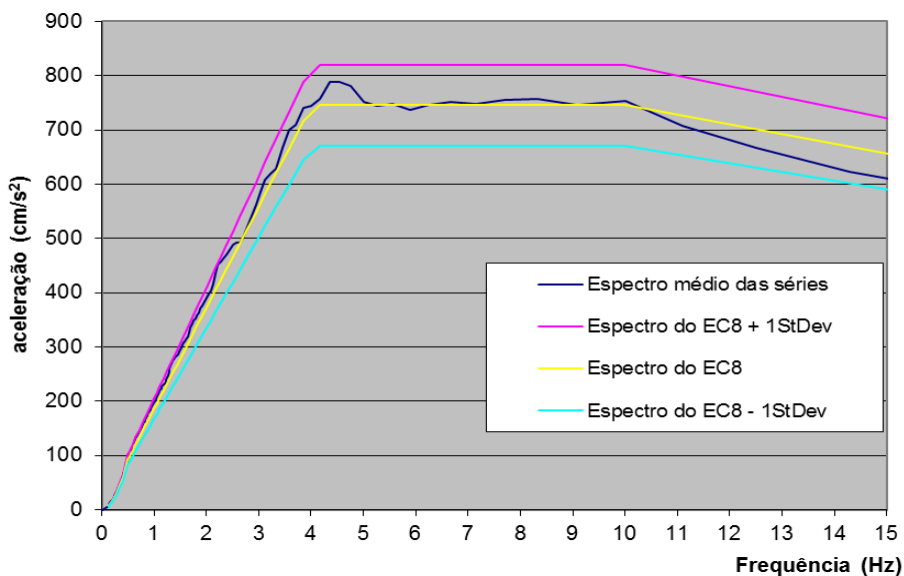


Figura 3.13 - Espectros de resposta médios para a região de Lisboa (sismo tipo 2)

3.5 Curvas tri-lineares

A determinação das curvas tri-lineares de cada elemento será feita através do programa TRILIN (Arêde 1997), tendo por base as características geométricas da secção, a posição das armaduras e as propriedades dos materiais constituintes da mesma. Assim sendo a análise do pórtico permitirá definir pormenorizadamente as características das secções dos pilares e vigas nas zonas de rótula plástica, obtendo assim os correspondentes diagramas de momento-curvatura para a secção média.

O programa TRILIN consiste num algoritmo baseado em modelos de material para o aço e para o betão, define os pontos de fissuração (C), cedência (Y) e rotura (U) através de equações de equilíbrio da secção em estudo (Figura 3.14) (Milheiro 2008).

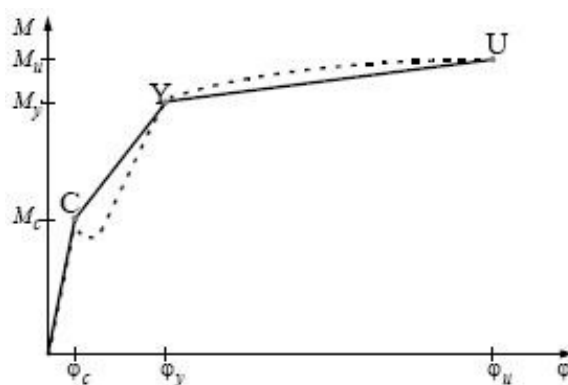


Figura 3.14 - Curva momento-curvatura (a tracejado) e aproximação tri-linear (traço cheio) (Delgado 2009).

3.6 Comprimento de rótula plástica

Tendo por base o modelo de comportamento hysterético não linear em flexão de elementos de betão armado (Varum 1996), cada elemento de betão armado (viga ou pilar) constitui um macro-elemento com comportamento linear na zona central e não linear nas rótulas plásticas das extremidades. Este último é traduzido pela lei de comportamento tri-linear momento-curvatura, enunciada no ponto anterior.

O comprimento das zonas extremas do elemento de barra com comprimento não linear, ou seja, o comprimento das rótulas plásticas, l_p , é um aspeto importante para a definição do elemento de barra, uma vez que, por razões de economia de cálculo, é nesses subelementos que se concentra o comportamento não linear, ao longo dos quais se consideram as curvaturas

constantes e com um valor correspondente à secção média desse subelemento, calculado a partir do respetivo momento fletor.

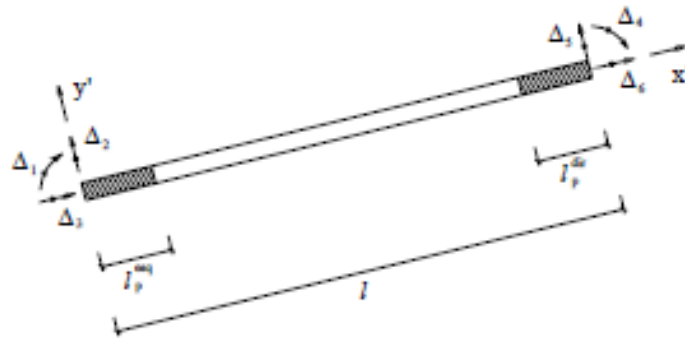


Figura 3.15. - Comprimento das rótulas plásticas (Varum 1996).

O comprimento de rótula plástica depende essencialmente da extensão da zona onde se dá a plastificação das armaduras longitudinais. No entanto existem outros fenómenos, como efeito de “yield penetration” (Figura 3.16), que corresponde à rotação adicional, na secção do encastramento, que consiste na inclinação das fendas devido ao efeito do esforço transversal, quando a hipótese das secções planas deixa de ser válida e as tensões e deformações nas armaduras passam a ser superiores às calculadas.

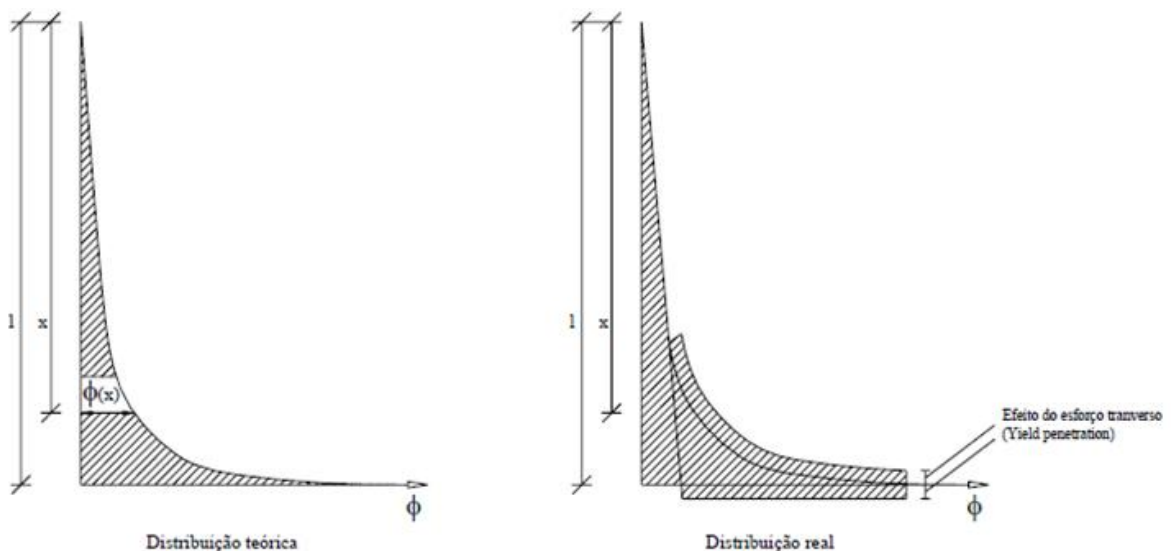


Figura 3.16 - Distribuição teórica e real das rotações para a rótula plástica (Delgado 2009).

Para o cálculo do comprimento de rótula plástica são consideradas as expressões apresentadas de seguida (Delgado 2009):

- Priestley e Park (1984)

$$l_p = 0,5h \quad \text{Eq. 3.11}$$

Onde h corresponde à altura da secção;

- Kappos (1991)

$$l_p = 0,08l + 6d_b \quad \text{Eq. 3.12}$$

Onde l é comprimento do elemento e d_b o diâmetro das armaduras longitudinais;

- Paulay e Priestley (1992)

$$l_p = 0,08l + 0,022d_b \times f_{sy} \quad \text{Eq. 3.13}$$

Onde l comprimento do elemento, d_b o diâmetro das armaduras longitudinais e f_{sy} a tensão de cedência das armaduras.

Para o estudo será utilizada a Equação 3.11 no cálculo do comprimento de rótula plástica, este serve ainda como comprimento de controlo aquando da verificação do efeito da variação do comprimento de rótula plástica na resposta da estrutura em estudo.

CAPITULO 4

Apresentação e análise dos resultados

4.1 Introdução

Neste capítulo apresentam-se os resultados obtidos da análise não linear, efetuada com o programa PORANL, referida no Capítulo 2. Desta forma, pretende-se, estudar a influência da variação dos valores das propriedades do betão na resposta do edifício.

A resposta numérica é considerada a partir de três parâmetros: o deslocamento por piso, o deslocamento relativo entre pisos (drift) e o corte basal também ao nível de cada piso. As respostas são representadas graficamente em cada secção com a respetiva análise.

Interessa ressaltar que os resultados que se apresentam para os três parâmetros referidos, são o resultado da média dos máximos obtidos para o total das sete análises efetuadas, como é prescrito no EC8-1. De salientar ainda, que os valores apresentados são apenas valores absolutos, resultantes da média dos máximos por piso, não tendo em conta o instante em que ocorreram ou se ocorreram em simultâneo.

Para estudar a variação da influência das propriedades do betão foram considerados os seguintes estudos:

- Variação comprimento de rótula plástica;
- Variação das propriedades mecânicas do betão;
- Variação das propriedades mecânicas do betão por elemento, por piso e pelo valor global para a estrutura.

4.2 Variação do comprimento de rótula plástica

Para esta análise consideraram-se quatro variações para os comprimentos de rótula plástica dos elementos, “0,25h”, “0,5h”, “0,75h” e “h”. Nesta análise pretende-se apenas perceber de que forma o “segmento” dos elementos, com comportamento não linear influencia a resposta da estrutura.

Quanto aos valores das propriedades dos materiais foram utilizados os valores médios globais da estrutura tanto para o aço como para o betão, apresentados no ponto 3.1.3 (1ª Série).

Nas figuras 4.1, 4.3 e 4.5 estão representadas graficamente as respostas numéricas relativas ao deslocamento global por piso, ao “drift” e ao corte basal por piso, respetivamente.

As figuras 4.2, 4.4 e 4.6 apresentam a diferença percentual (relativa ao deslocamento global por piso, ao “drift” e ao corte basal por piso), existente entre os valores considerados para o comprimento de rótula plástica e aquele que é tido como sendo o comprimento de rótula plástica de referência – 0,5h. A análise destas diferenças é feita também para os dois tipos de ação sísmica, isto é, tipo 1 e tipo 2, que são referenciados nas legendas das figuras indicadas.

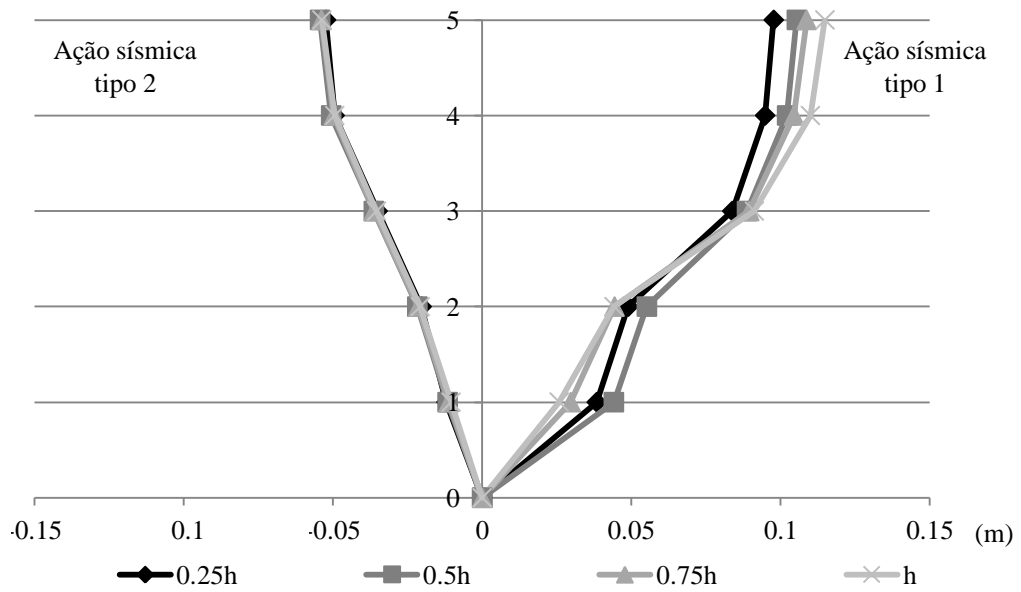


Figura 4.1 - Envoltório de deslocamento.

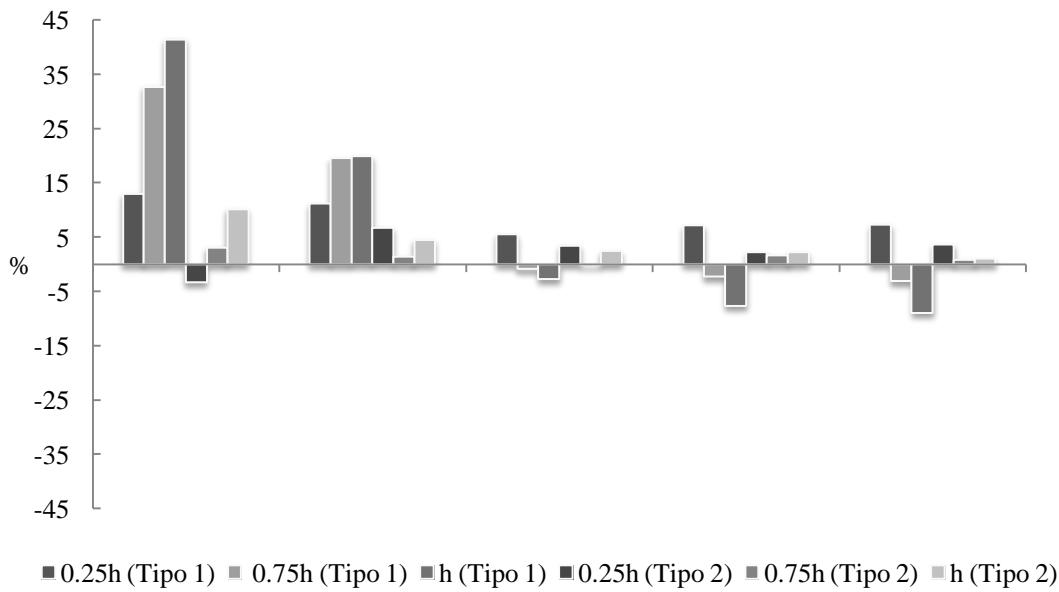


Figura 4.2 - Discrepâncias, em relação ao comprimento de rótula plástica de referência ("0,5h") - deslocamento.

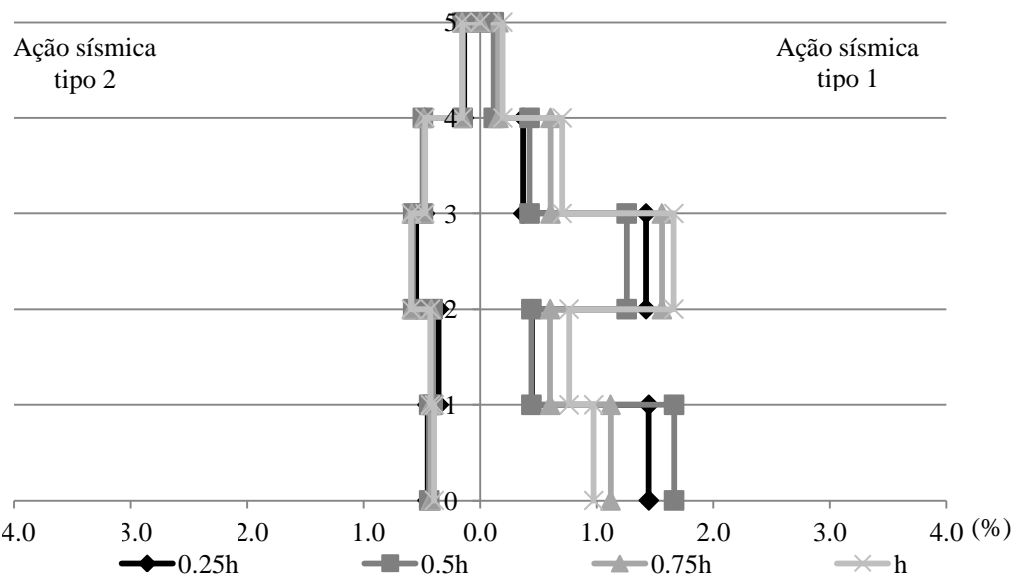


Figura 4.3 - Perfil de "drift".

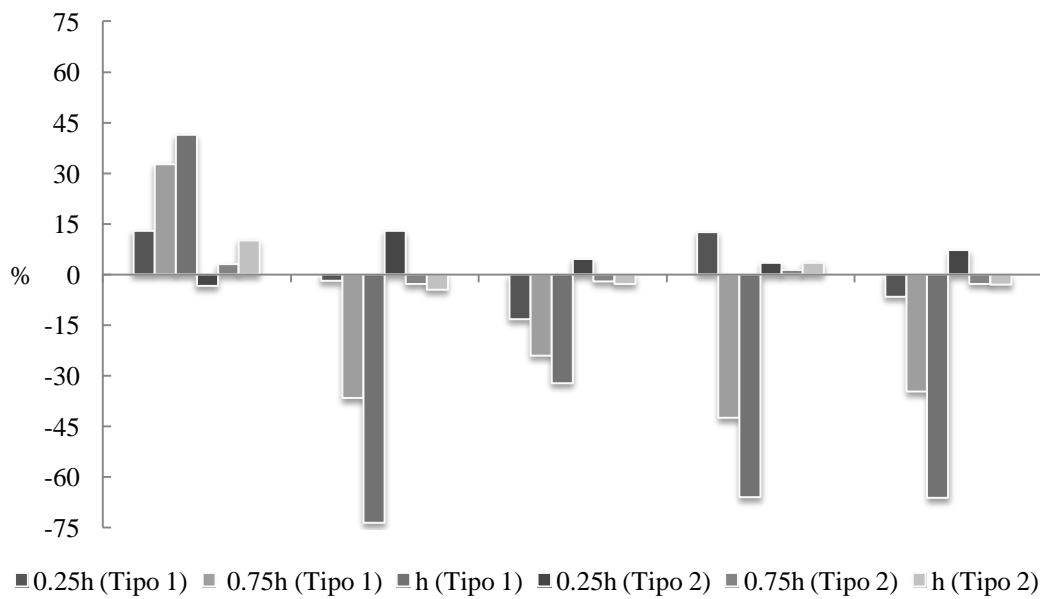


Figura 4.4 - Discrepâncias, em relação ao comprimento de rótula plástica de referência ("0,5h") - "drift".

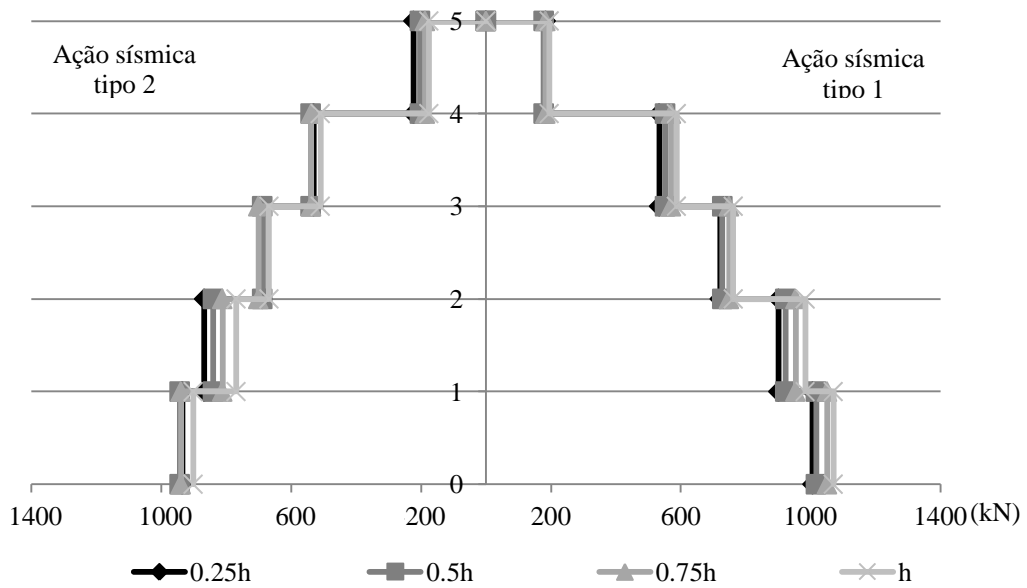


Figura 4.5 - Perfil de corte.

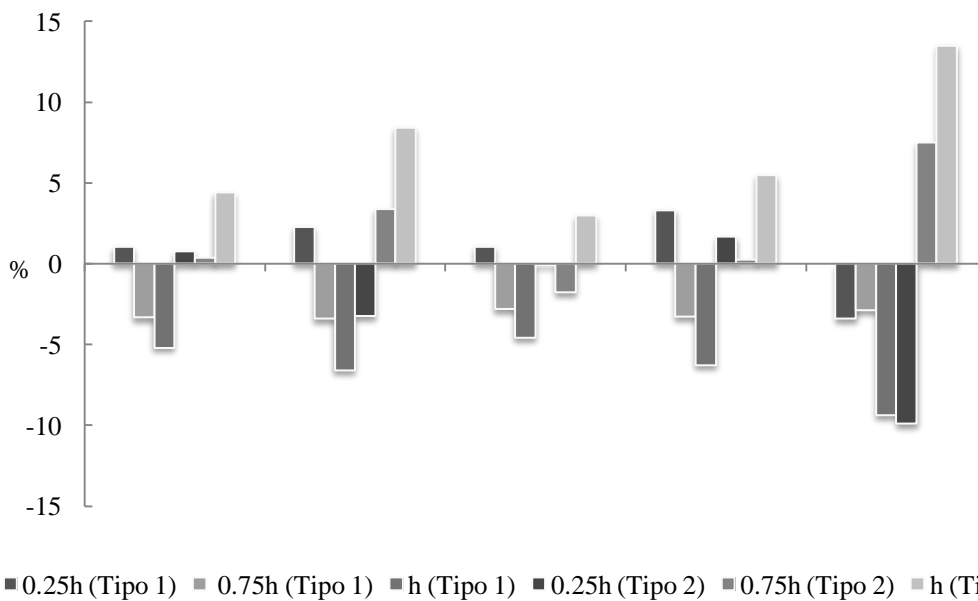


Figura 4.6 - Discrepâncias, em relação ao comprimento de rótula plástica de referência (“0,5h”) - corte.

4.2.2 Comentários aos resultados

Pela análise dos gráficos apresentados anteriormente, há dois aspetos comuns aos parâmetros analisados, que se salientam:

- Em primeiro lugar, o tipo de ação sísmica, os valores atingidos para ação sísmica do tipo 1 são visivelmente superiores aos valores atingidos para ação sísmica do tipo 2, portanto para avaliação da segurança, a ação do tipo 1 é mais condicionante;
- Em segundo lugar, a irregularidade em altura, os pisos 1 e 2 têm pilares mais curtos que os restantes, esta diferença evidencia-se mais nos perfis de deslocamento e drift.

Analisando agora a influência do comprimento de rótula plástica, apenas, percebe-se que o comprimento de $0,5h$ é mais condicionante nos pisos 1 e 2 (deslocamento e drift), já nos restantes pisos é o comprimento h o mais condicionante. É no perfil de drift que as diferenças entre estes dois comprimentos são mais significativas, sendo superior a 70% no piso 2.

No perfil de corte, ainda que a resposta mais condicionante seja a do comprimento h , a diferença em relação ao comprimento de referência é bem mais ligeira, não excedendo uma diferença de 15%.

4.3 Variação das propriedades mecânicas do betão

No presente estudo teve-se por base três variações para as propriedades mecânicas do betão:

- O valor médio;
- O valor médio reduzido de um desvio padrão (-1 desvio padrão);
- O valor médio acrescido de um desvio padrão (+1 desvio padrão).

Os valores considerados para a resistência do betão, valor médio e respetivo desvio, padrão estão apresentados no ponto 3.2.3 (Quadro 3.2).

Nas figuras 4.7, 4.9 e 4.11, que se apresentam de seguida, estão representadas graficamente as respostas numéricas relativas ao deslocamento global por piso, ao “drift” e ao corte basal por piso, respetivamente.

As figuras 4.8, 4.10 e 4.12 apresentam a diferença percentual (relativa ao deslocamento global por piso, ao “drift” e ao corte basal por piso), existente entre os valores considerados para a resistência do betão e aquele que é prescrito pelo EC8-3, ou seja, o valor médio obtido pela estimativa da distribuição da resistência do betão, com base nos ensaios efetuados.

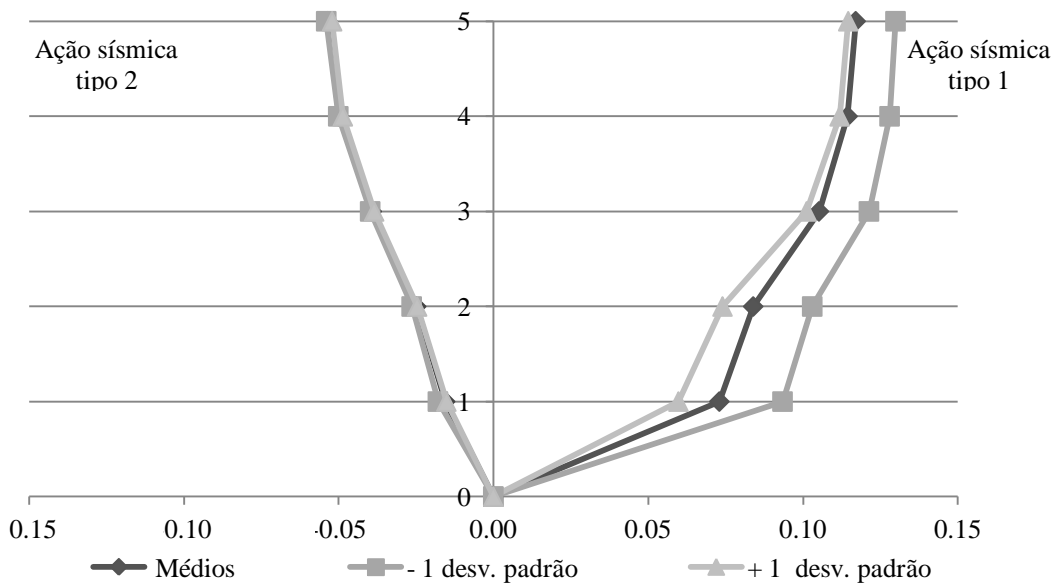


Figura 4.7 - Envolvente de deslocamento.

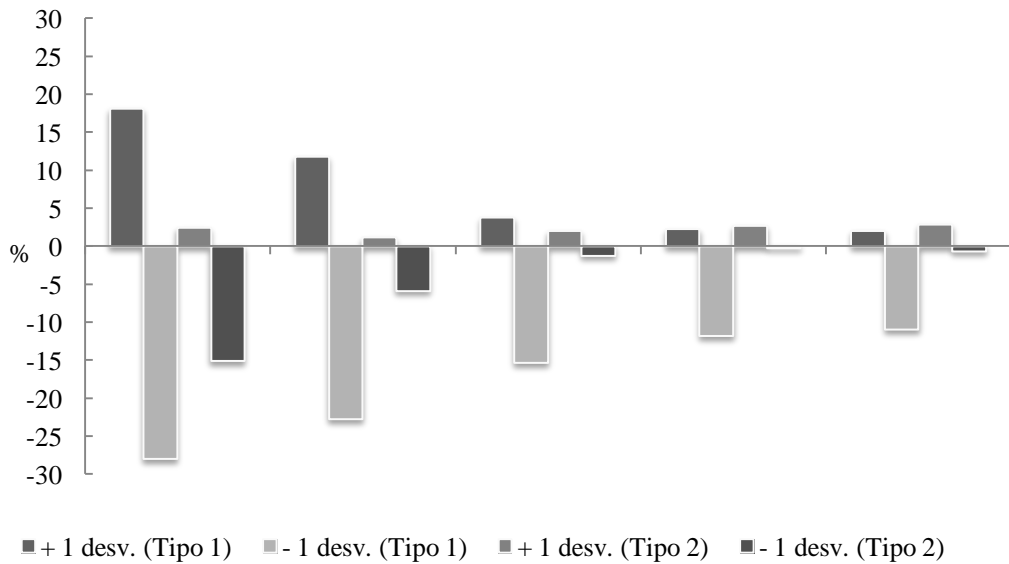


Figura 4.8 - Discrepâncias, em relação à resposta para valores médios de f_c - deslocamento.

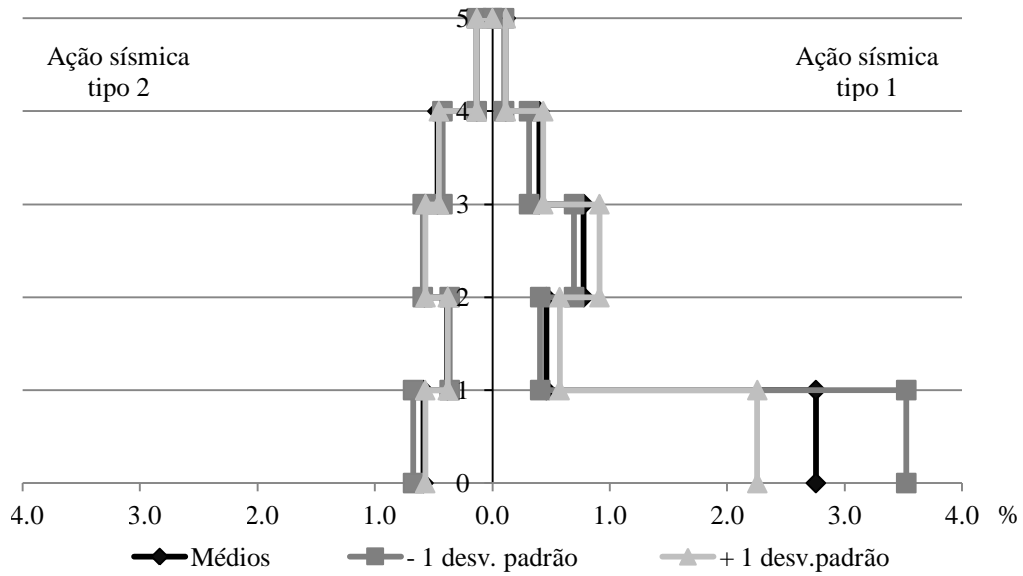


Figura 4.9 - Perfil de "drift".

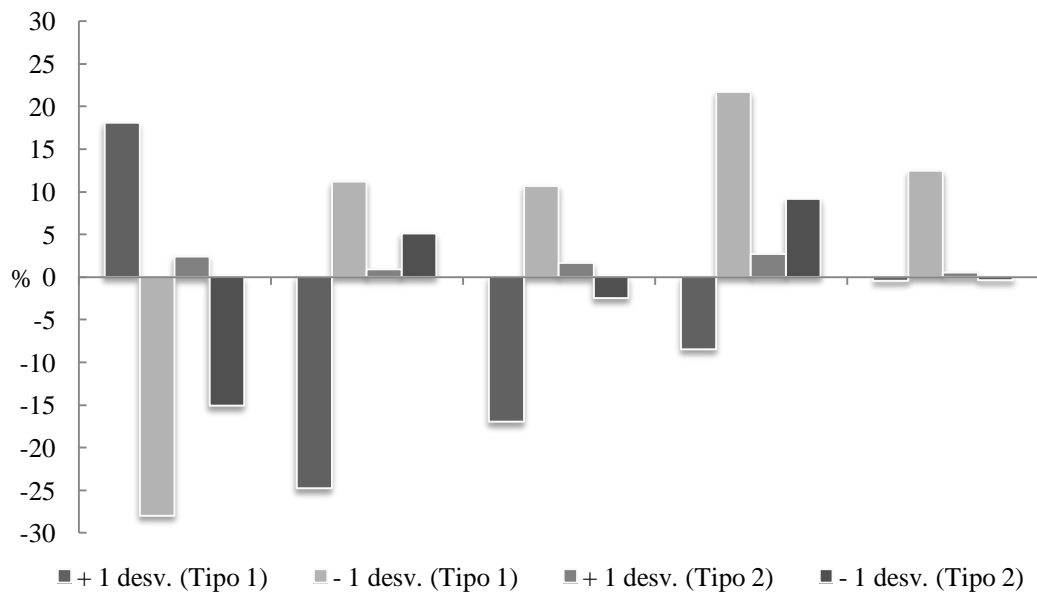


Figura 4.10 - Discrepâncias, em relação à resposta para valores médios de f_c - "drift".

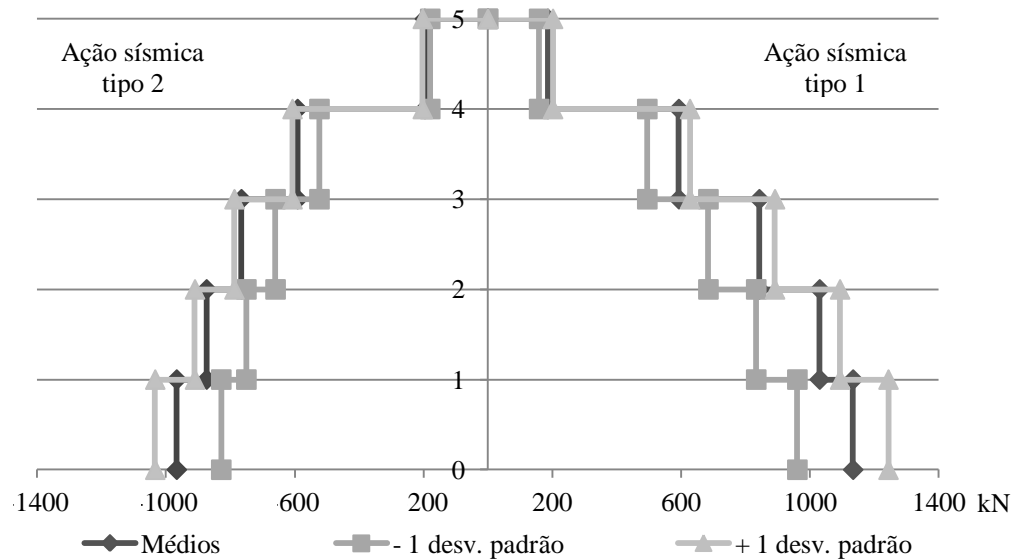


Figura 4.11 - Perfil de corte.

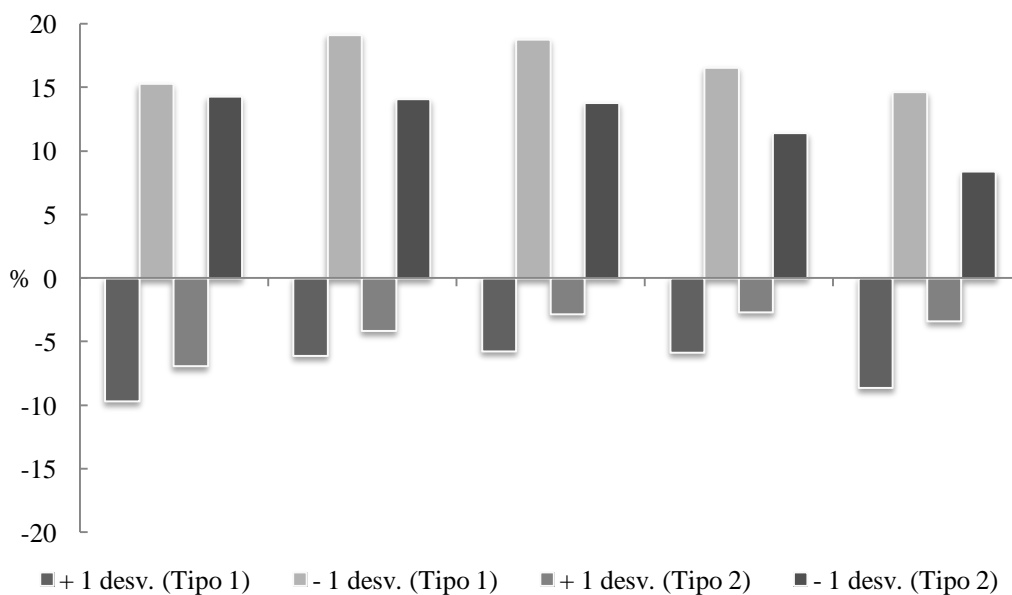


Figura 4.12 - Discrepâncias, em relação à resposta para valores médios de f_c - corte.

4.3.1 Comentários aos resultados

A resposta à ação sísmica do tipo 1 apresenta valores mais elevados para os três parâmetros analisados, assim como as diferenças relativas entre os três valores de f_c comparados.

De uma forma genérica os resultados obtidos encontram-se dentro do que era esperado, ou seja, para valores de f_c mais elevados (mais um desvio padrão), menores deslocamentos e maior resistência. O inverso também se verifica.

O objetivo da análise era perceber de que forma a variação da resistência do betão existente, se faria notar na resposta da estrutura. No primeiro piso as diferenças são significativas, para os três casos, variando depois de forma diferente nos restantes pisos.

Nas respostas em deslocamento, a resposta de f_c reduzida de um desvio padrão, apresenta um desfasamento notório ao longo de toda altura, quando comparada com a resposta de f_c acrescida de um desvio padrão que tende em aproximar da resposta de $f_{c \text{ médio}}$. O desfasamento de f_c reduzido de um desvio padrão a f_c , varia entre os 30% no 1º primeiro piso e os 10% no 5º piso, já para f_c acrescido de um desvio padrão, o desfasamento é menor variando entre os 18% no 1º piso, e 2% no último.

No caso da resposta em “drift”, o desfasamento é evidente no 1º piso (diferenças próximas de 30% para o caso do valor reduzido e inferiores a 25% para o caso do valor acrescido), mas nos restantes pisos a diferença vai-se esbatendo, ainda que sendo sempre superior para o f_c reduzido de um desvio padrão.

Contrariamente ao que foi dito para os casos anteriores, na resposta do corte os desfasamentos mantem-se relativamente constantes em altura, notando-se mais uma vez que a resposta de f_c reduzida de um desvio padrão é aquela que se afasta mais da resposta de referência para o valor médio de f_c , diferença de aproximadamente 20%.

Embora as diferenças em relação à resposta de referência sejam superiores para f_c reduzida de um desvio padrão, para efeitos de avaliação da segurança da estrutura a resposta de f_c acrescida de um desvio padrão, é a mais condicionante, apresentando valores mais elevados para as respostas de drift e corte.

4.4 Variação das propriedades mecânicas do betão por elemento, por piso e valor global da estrutura

Neste ponto são apresentados os resultados de duas metodologias diferentes no que diz respeito à forma como se consideram os parâmetros de base, a incluir nas análises posteriores. A primeira metodologia que se apresenta é a recomendada pelo EC8-3, já a segunda tem em conta as prescrições da FEMA 356, relativamente a este tema. Posteriormente é feita uma comparação das duas metodologias, por forma a perceber a influência da variação dos parâmetros de entrada (resistência do betão) nas respostas numéricas obtidas.

4.4.1 Recomendação do EC8-3

O EC8-3 recomenda que para a resistência do betão sejam considerados os valores médios retirados das estimativas de distribuição probabilística obtidas a partir dos ensaios realizados na estrutura. O EC8-3 faz ainda referência à percentagem mínima de elementos a inspecionar em pormenores construtivos e ao número mínimo de ensaios a efetuar por piso, consoante o nível de conhecimento que se considere.

Nesta análise consideraram-se três casos diferentes para o valor de f_{cm} . No primeiro caso tem-se o valor médio de f_{cm} por vigas e por pilares (p/ Elementos), ou seja, por cada piso, tem-se dois valores de f_{cm} , um relativo ao valor médio obtido pelo ensaio às vigas desse piso, e outro relativo ao valor médio obtido para os pilares.

No segundo caso, o valor médio de f_{cm} é tido como o valor global por piso (p/ Piso), isto é, para o valor de f_{cm} contribuem vigas e pilares, conjuntamente, portanto, há apenas um valor médio por piso. Por fim tem-se o valor médio global da estrutura (Globais), em que contribuem todos os elementos ensaiados independentemente do piso ou tipo de elemento.

Com esta variação pretende-se perceber de que forma varia a resposta sísmica da estrutura e se esta variação é significativa do ponto de vista da avaliação sísmica. Na análise numérica foram usados os valores apresentados no ponto 3.2.3 (Quadro 3.2).

Nas figuras 4.13, 4.15 e 4.17, que se apresentam de seguida, estão representadas graficamente as respostas numéricas relativas ao deslocamento global por piso, ao “drift” e ao corte basal por piso, respetivamente.

Nas figuras 4.14, 4.16 e 4.18 estão apresentadas as diferenças percentuais (relativa ao deslocamento global por piso, ao “drift” e ao corte basal por piso) para os dois tipos de ação

sísmica (tipo 1 e tipo 2), existentes entre os valores considerados para a resistência do betão ao nível dos elementos e dos pisos, em relação à resistência do betão global da estrutura. São apresentadas ainda as diferenças percentuais entre os valores considerados por Elementos e por Piso (Ele./Piso).

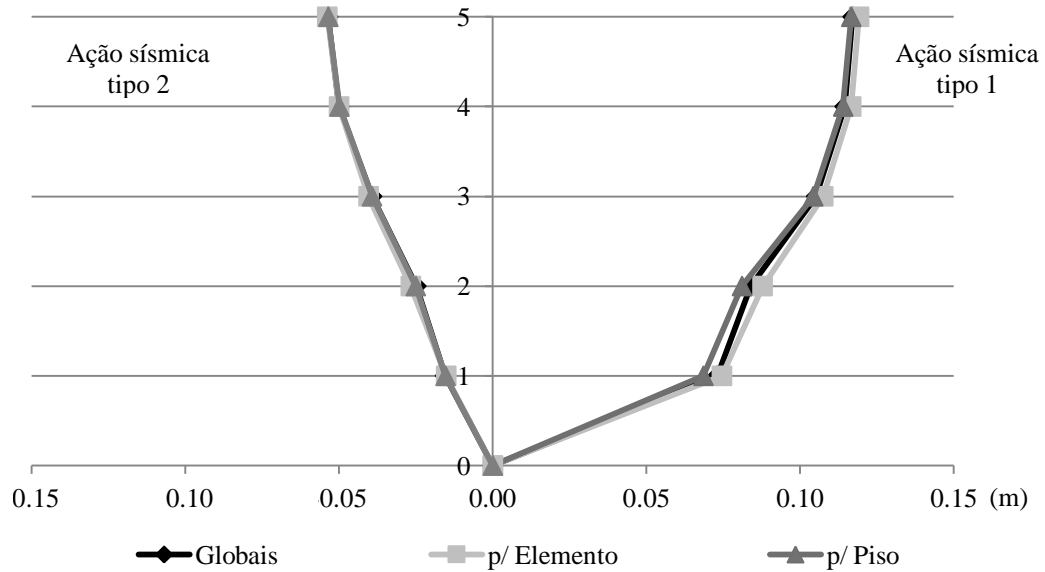


Figura 4.13 - Envolvente de deslocamento.

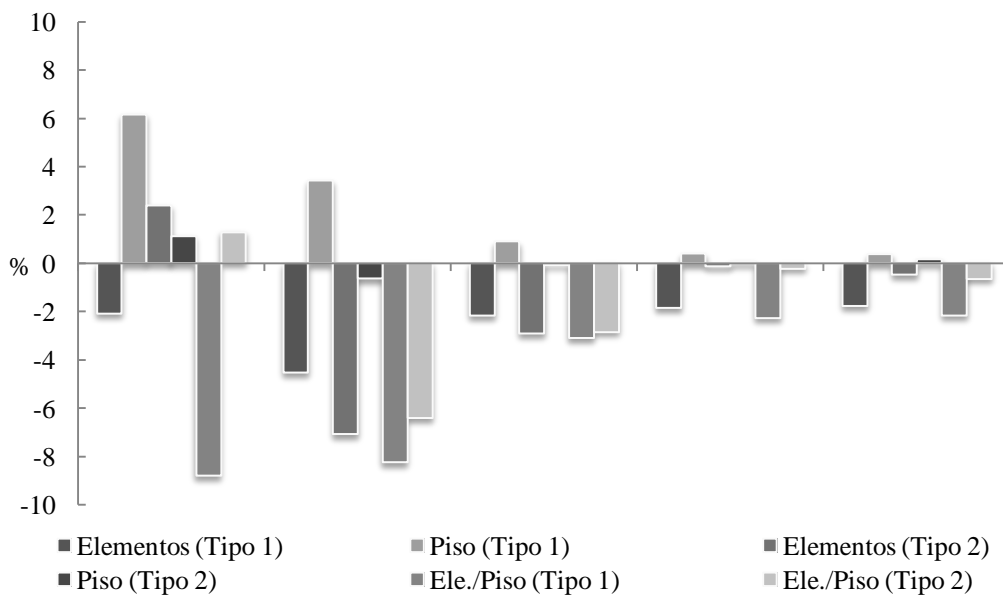


Figura 4.14 - Discrepâncias, em relação ao valor de f_c global e relação Elementos/Piso - deslocamento.

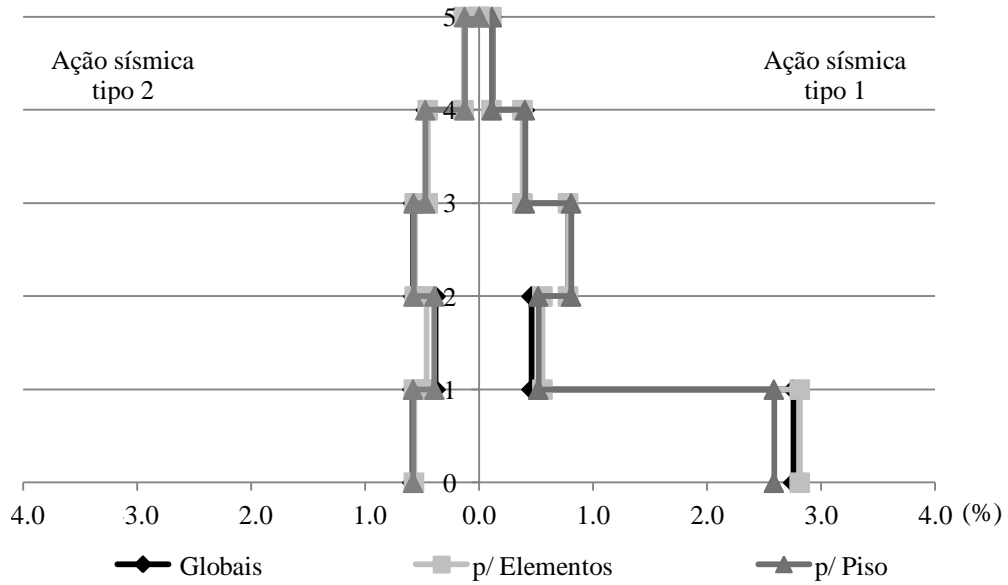


Figura 4.15 - Perfil de "drift".

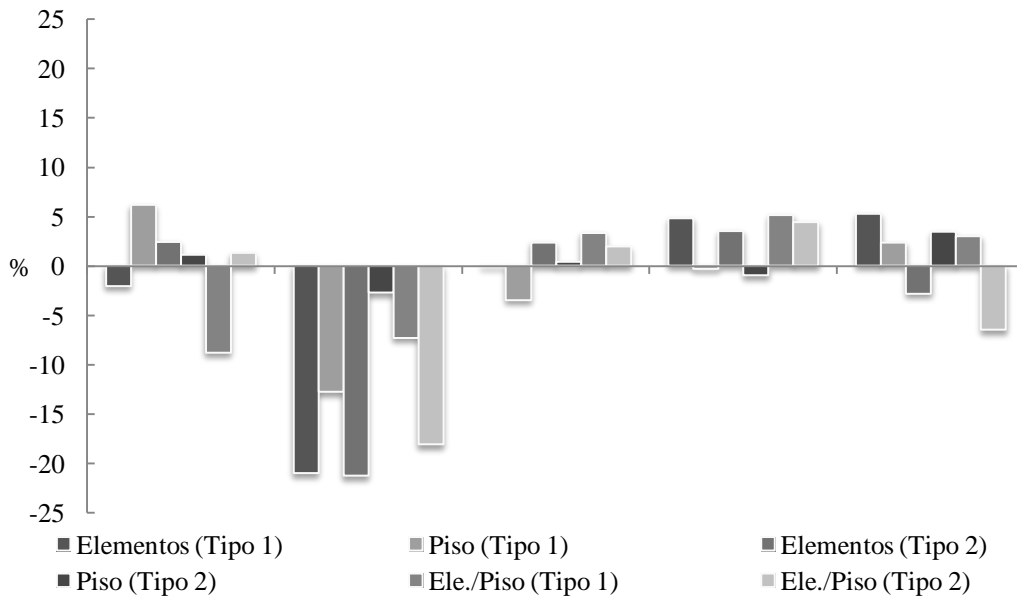


Figura 4.16 - Discrepâncias, em relação ao valor de f_c global e relação Elementos/Piso - "drift".

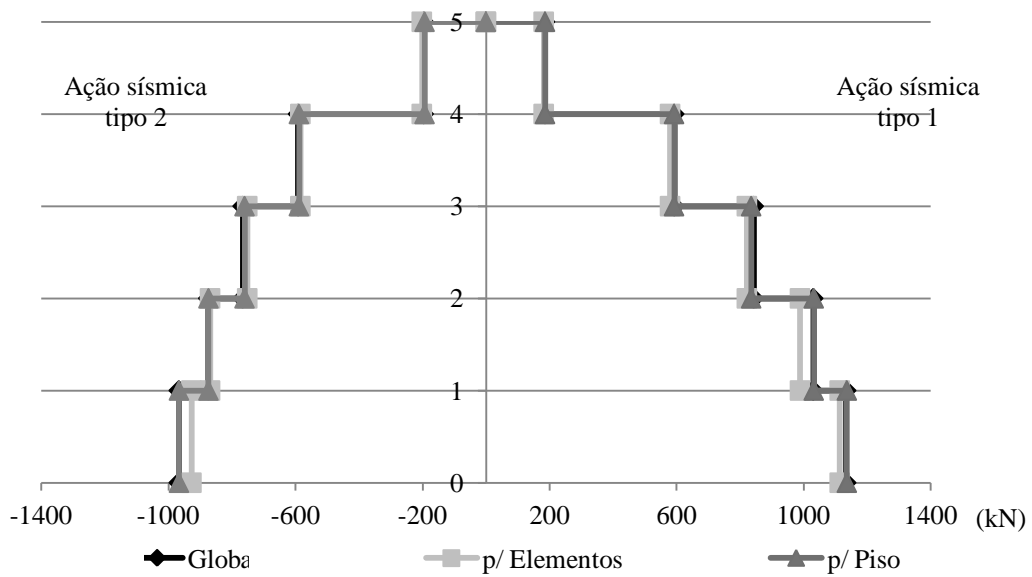


Figura 4.17 - Perfil de corte.

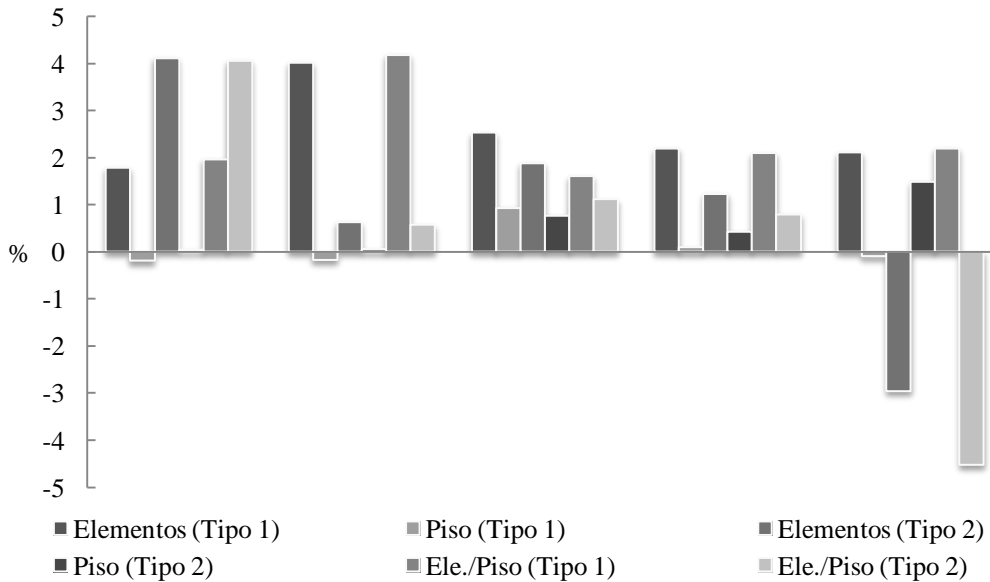


Figura 4.18 - Discrepâncias, em relação ao valor de f_c global e relação Elementos/Piso – corte.

4.4.1.1 Comentários aos resultados

Tal como nas análises anteriores as respostas à ação sísmica do tipo 1 apresenta valores mais elevados e portanto mais condicionantes do ponto de vista avaliação sísmica da estrutura.

Quanto à variação de f_{cm} por elementos, por piso e o global da estrutura, as diferenças são reduzidas, havendo apenas ligeiras diferenças entre a resposta que considera f_{cm} global para a estrutura, e a que considera f_{cm} por elementos de cada piso, no caso das diferenças para a envolvente de deslocamento.

No perfil de “drift” são verificadas diferenças superiores às verificadas na envolvente de deslocamento, estando próximas dos 20% para o caso de f_c por elementos, inferiores a 15% no caso que tem por base f_c por piso, e a relação entre ambas (elementos/piso) é inferior a 10%.

No perfil de corte as diferenças entre respostas que se verificam não ultrapassam os 5%.

No Quadro 3.2 do ponto 3.2.3, estão apresentados os valores usados para a resistência do betão em cada análise. Embora existam diferenças expressivas nos valores de f_{cm} , pontualmente, quando combinados para análise da estrutura, a expressividade das diferenças entre eles, não é notada na resposta da estrutura, como se verificou anteriormente.

Quanto à comparação entre as respostas considerando a resistência por piso ou por elemento, as diferenças são consideráveis sendo em alguns casos superiores às diferenças obtidas em relação à resistência global da estrutura.

4.4.2 Recomendação da FEMA 356

Esta norma refere, no que diz respeito às características do betão, que quando se obtêm (no tratamento estatístico relativo aos valores obtidos nos ensaios) coeficientes de variação superiores a 14% o valor de f_{cm} deve ser reduzido de um desvio padrão.

Assim como no ponto anterior, para a análise consideraram-se os três casos: valores de f_c por elementos (p/Elementos), por piso (p/Piso) e globais (Globais), sendo que esta difere da anterior pelas propriedades do betão adotadas. Para este estudo, e seguindo as disposições da FEMA 356, o valor de f_c adotado foi o valor médio reduzido de um desvio padrão, para os casos em que o coeficiente de variação é superior a 14%. Também aqui, assim como na análise anterior, pretende-se perceber de que forma varia a resposta da estrutura à ação sísmica, considerando diferentes valores para a resistência do betão e se esta diferença é refletida nas respostas numéricas obtidas.

Nesta análise foram usados os valores apresentados no ponto 3.2.3 (Quadro 3.2).

As figuras 4.19, 4.21 e 4.23, que se apresentam de seguida, estão representadas graficamente as respostas numéricas relativas ao deslocamento global por piso, ao “drift” e ao corte basal por piso, respetivamente.

Nas figuras 4.20, 4.22 e 4.24 estão representadas as diferenças percentuais (relativa ao deslocamento global por piso, ao “drift” e ao corte basal por piso), existentes entre os valores considerados para a resistência do betão ao nível dos elementos e dos pisos, em relação à resistência do betão global da estrutura.

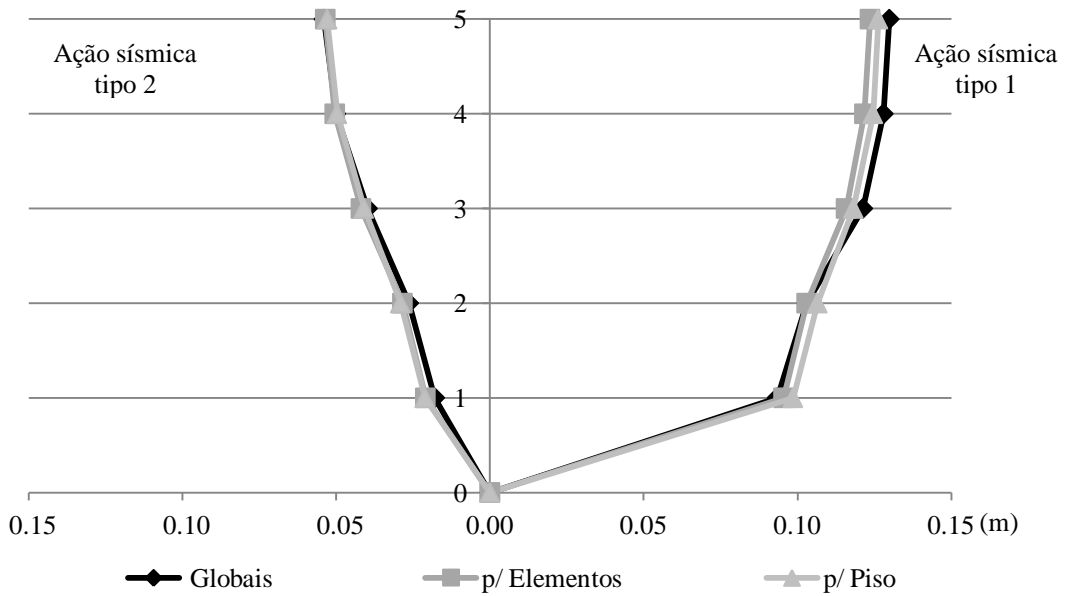


Figura 4 19 - Envolvente de deslocamento.

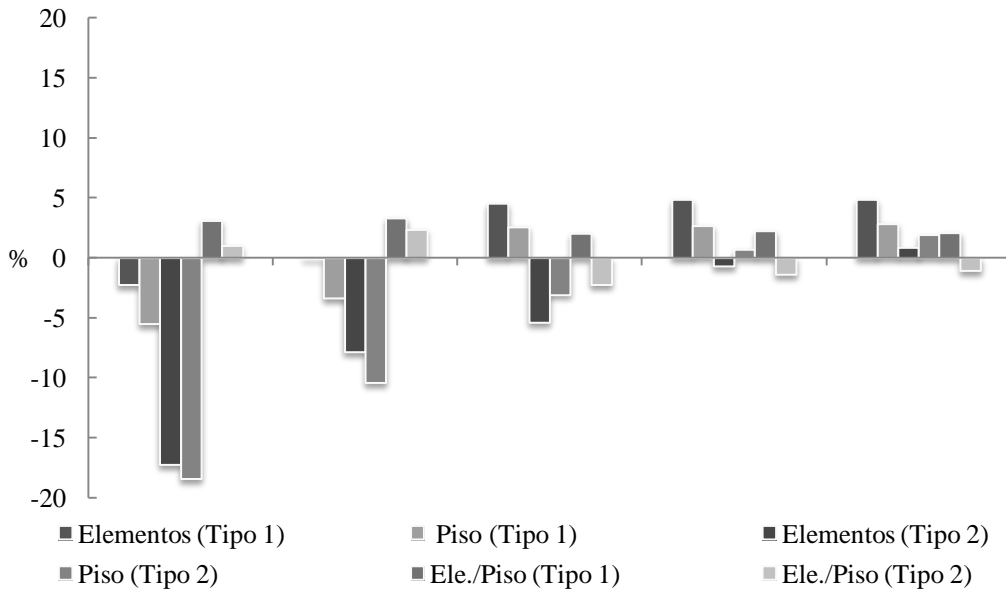


Figura 4.20 - Discrepâncias, em relação ao valor de f_c reduzido de um desvio padrão global e relação Elementos/Piso – deslocamento.

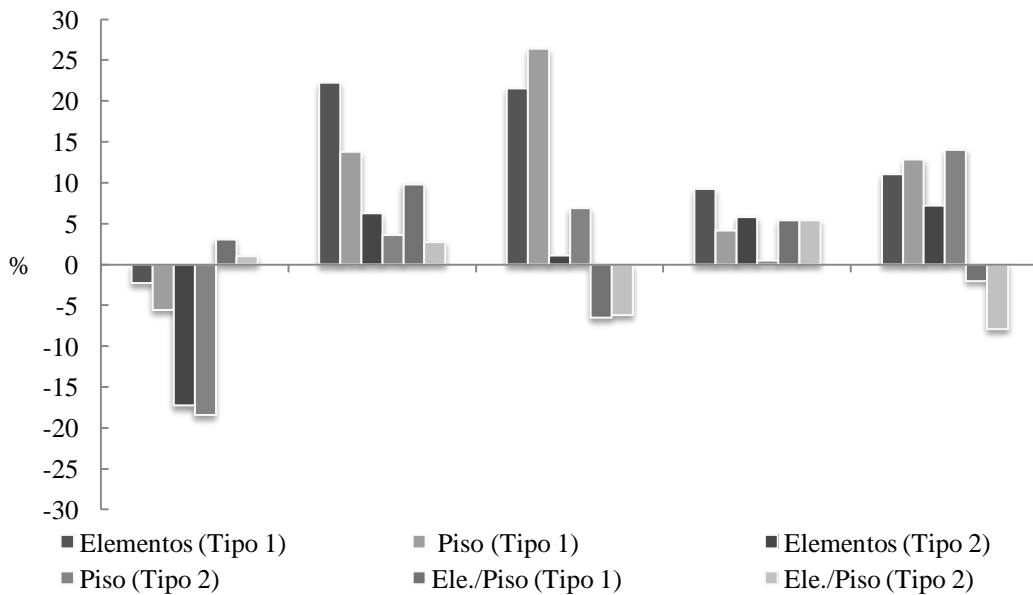
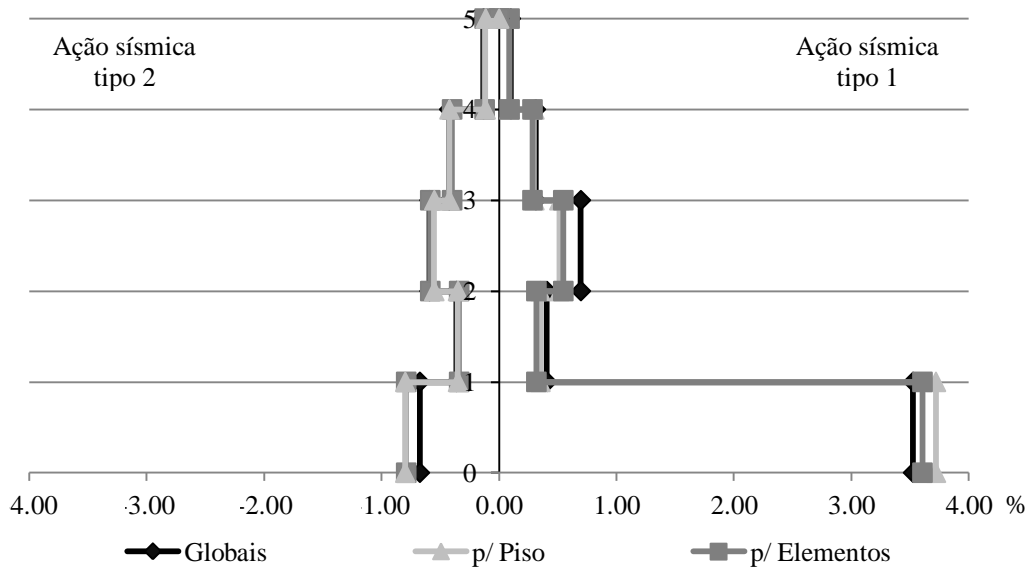


Figura 4.22 - Discrepâncias, em relação ao valor de f_c reduzido de um desvio padrão global e relação Elementos/Piso - "drift".

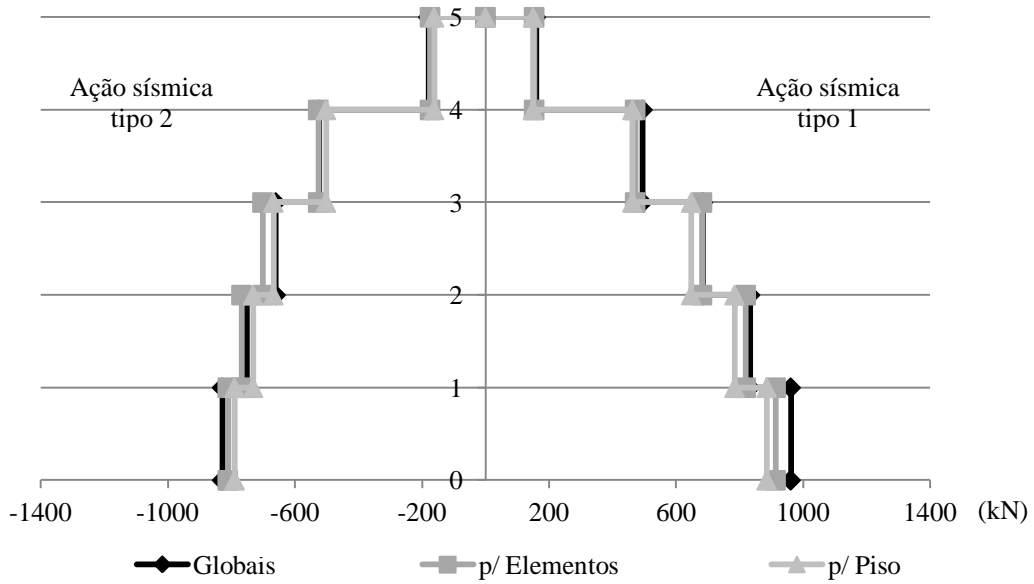


Figura 4.23 - Perfil de corte.

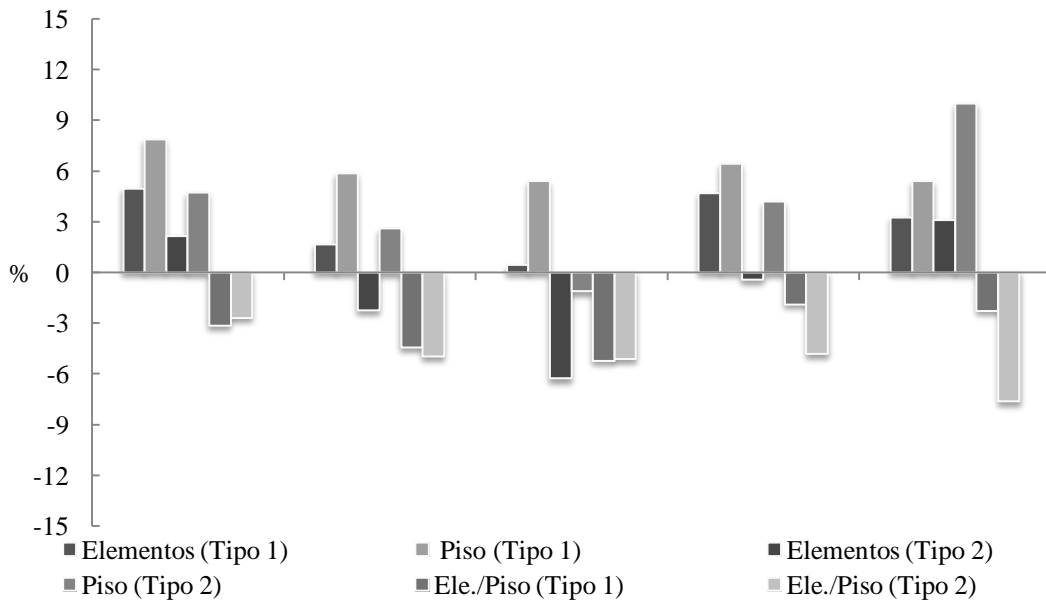


Figura 4.24 - Discrepâncias, em relação ao valor de f_c reduzido de um desvio padrão global e relação Elementos/Piso - corte.

4.4.2.1 Comentários aos resultados

Os resultados obtidos nesta análise são idênticos aos obtidos na análise da secção 4.4.1, na medida em que as diferenças entre respostas são pouco expressivas.

Como foi mencionado na secção 2.6 relativa às disposições da FEMA, quando a distribuição de f_c apresentar um coeficiente de variação superior a 14% o valor de f_c deve ser reduzido de um desvio padrão.

Neste caso, grande parte dos valores de f_c apresentavam um coeficiente de variação superior a 14% o que significa que o valor resistência deve ser reduzido. Diminuindo a resistência do betão obtém-se valores mais condicionantes do ponto de vista da avaliação da segurança, no entanto a respostas obtidas não traduzem com grande significado as diferenças entre os valores de f_c adotados.

Na envolvente de deslocamento as diferenças obtidas em relação ao valor global, são maiores quando se considera f_c por pisos, nos dois primeiros pisos, tanto para ação sísmica do tipo 1 como para ação sísmica do tipo 2, nos restantes pisos a situação inverte-se sendo que as maiores diferenças passam a ser para a resposta que considera o valor de f_c relativo aos elementos. Ao contrário do que se tem verificado para outras análises as diferenças mais significativas estão do lado da ação sísmica do tipo 2, ainda que para avaliação da segurança estas respostas não sejam condicionantes. As diferenças máximas entre respostas encontram-se entre os 15% e os 20%, quando a comparação é feita com a resposta que considera f_c global. Quanto à comparação elementos/piso as diferenças não atingem os 10%.

O perfil de “drift” é o que apresenta as discrepâncias mais significativas, no entanto não há um domínio claro de qualquer uma. Verifica-se que para a resposta que considera f_c por elementos as diferenças entre respostas está próxima dos 20%, enquanto que para a resposta que considera f_c por piso, a diferença em relação à resposta que tem por base f_c global é de 30%. A comparação elementos/piso apresenta diferenças próximas de 10%

Em termos de corte, as diferenças são reduzidas, ainda assim há um claro domínio da diferença referente à resposta que considera o valor de f_c por piso, que apresenta uma diferença máxima de 10% em relação à resposta de f_c global. Nos restantes casos as diferenças são ligeiramente menores.

Quanto à comparação entre as respostas considerando a resistência por piso ou por elemento, as diferenças são relativamente mais baixas, quando comparadas com as diferenças obtidas em relação à resistência global da estrutura.

4.4.3 Eurocódigo 8 vs. FEMA 356

Neste ponto faz-se a comparação entre as duas respostas obtidas anteriormente:

- EC8: por elementos (EC8-E), por piso (EC8-P) e globais (EC8-G);
- FEMA: por elementos (FEMA-E), por piso (FEMA-P) e globais (FEMA-G)

Considerando que na análise que tem em linha de conta as prescrições da FEMA 356, o valor da resistência do betão é reduzido de um desvio padrão, prevê-se então o tipo de resposta esperada, ainda que não faça sentido a sua comparação para efeitos de avaliação da segurança sísmica, uma vez que as que os parâmetros de entrada não são os mesmos.

As figuras 4.25, 4.27 e 4.29, apresentadas de seguida, estão representadas graficamente as respostas numéricas relativas ao deslocamento global por piso, ao “drift” e ao corte basal por piso, respetivamente para os dois casos.

Nas figuras 4.26, 4.28 e 4.30 estão representadas as diferenças percentuais (relativa ao deslocamento global por piso, ao “drift” e ao corte basal por piso), existentes entre as duas metodologias, por elementos por pisos e pelo valor global.

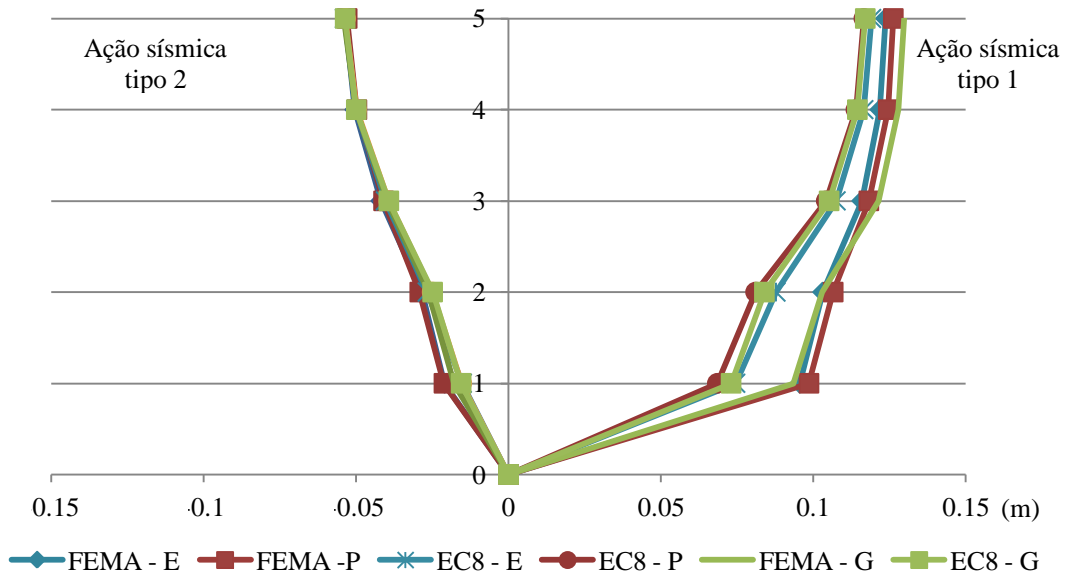


Figura 4.25 - Envolvente de deslocamento.

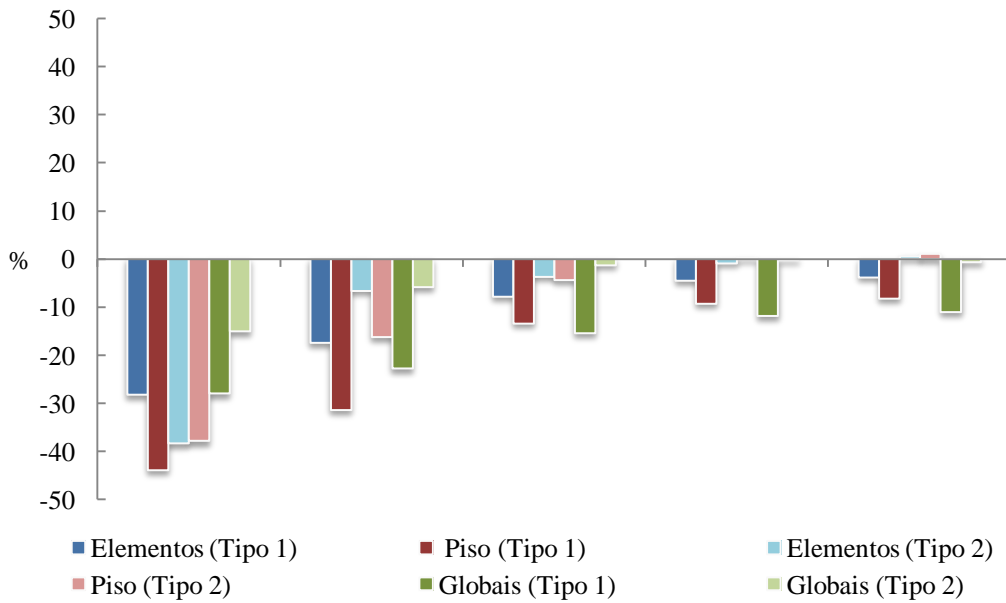


Figura 4.26 - Discrepância entre EC8 e FEMA - deslocamento.

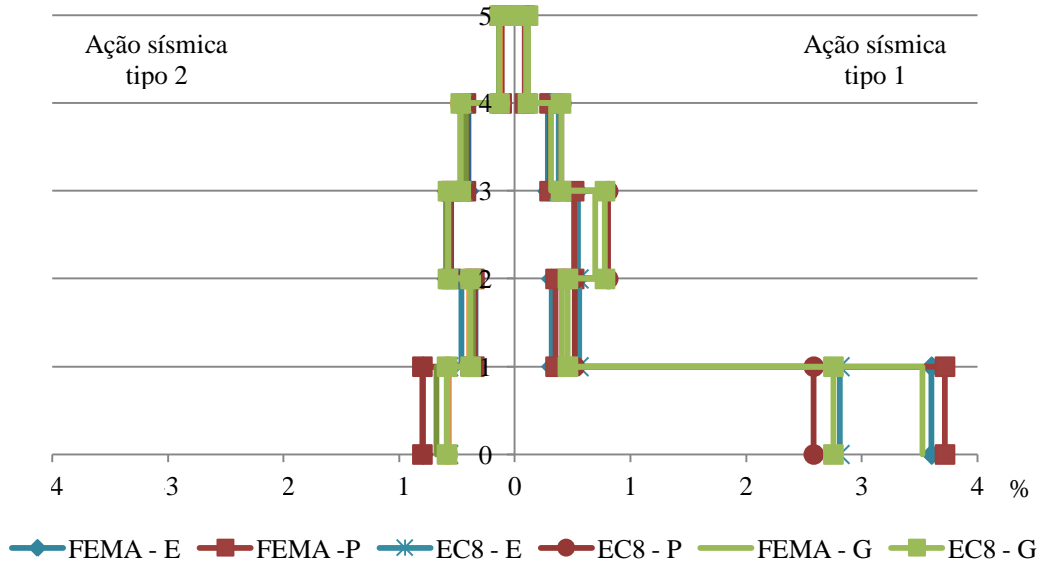


Figura 4.27 - Perfil de “drift”.

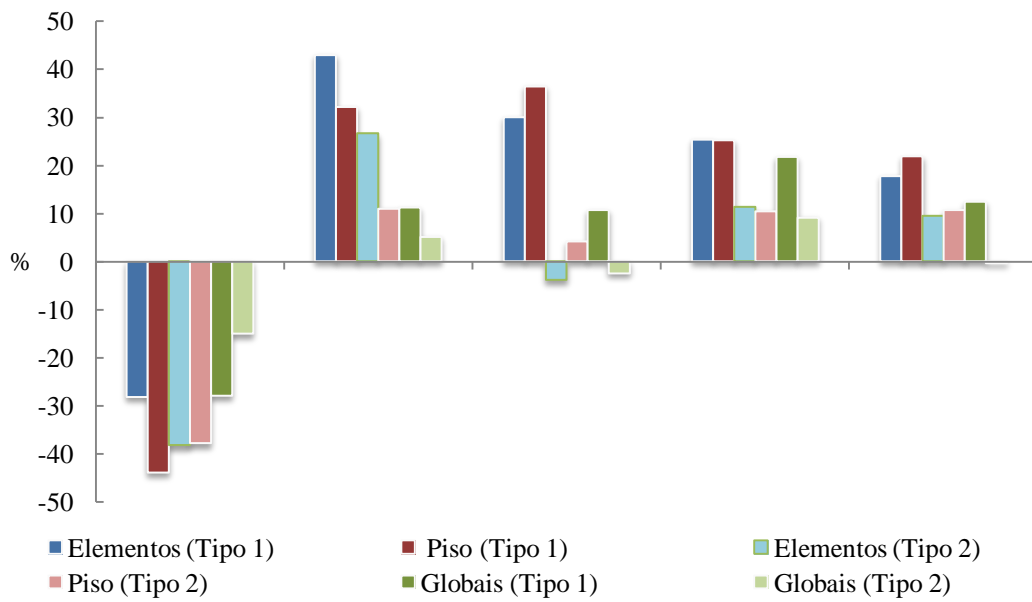


Figura 4.28 - Discrepância entre EC8 e FEMA – “drift”.

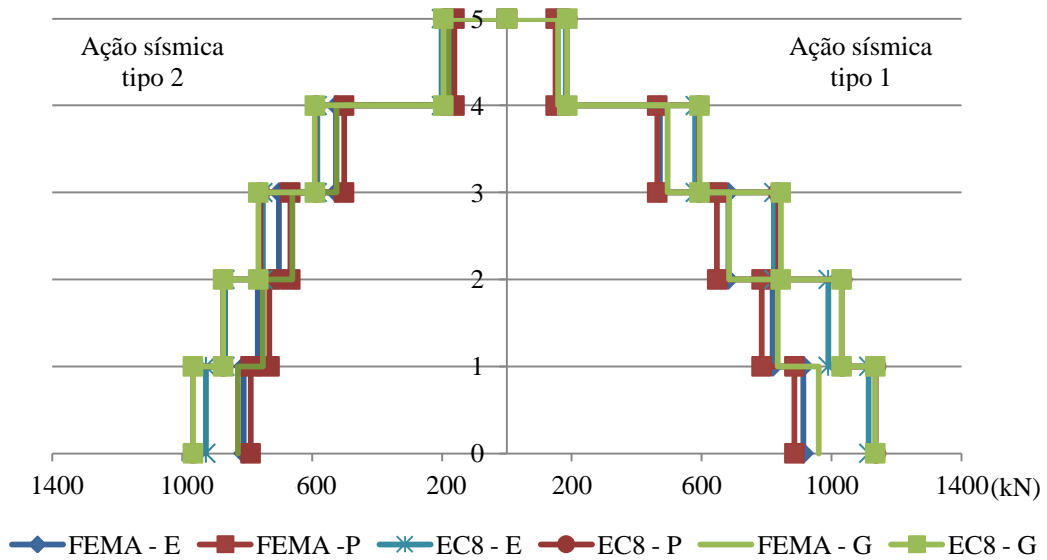


Figura 4.29 - Perfil de corte.

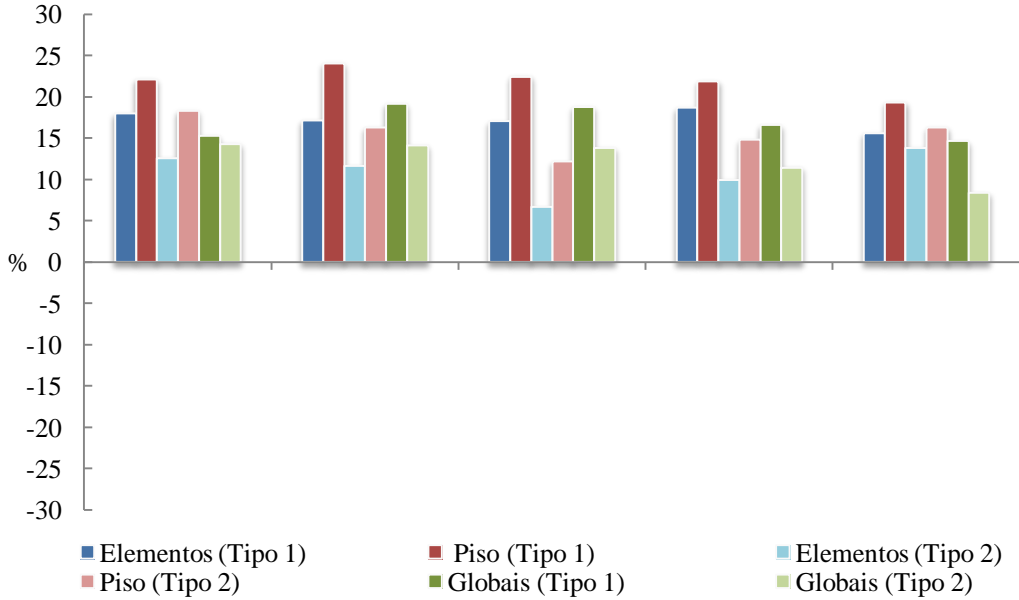


Figura 4.30 - Discrepância entre EC8 e FEMA – corte.

4.4.3.1 Comentários aos resultados

Tanto para a ação sísmica do tipo 1 como a ação sísmica do tipo 2, a norma americana apresenta, em termos de envolvente de deslocamento, uma resposta mais condicionante que a resposta obtida pela metodologia do EC8-3, do ponto de vista da avaliação da segurança sísmica, sendo que as diferenças para este tipo de resposta variam entre os 30% (no caso em que são considerados f_c por elemento e f_c global para estrutura) e os 45% (para a resposta que tem em conta f_c por piso). As diferenças são visivelmente maiores para a ação sísmica do tipo 1 e nos dois primeiros pisos, mas neste último caso é necessário ter em atenção a irregularidade em altura da estrutura, pois os pilares destes dois pisos são mais curtos que os pilares dos restantes pisos. De salientar ainda que a diferença entre respostas vai diminuindo à medida que se aumenta de piso.

Na resposta relativa ao “drift”, as análises que tem em conta as disposições da FEMA 356 apresentam valores mais elevados, para o primeiro piso, que aquelas que consideram as disposições do EC8-3. Nos restantes pisos a situação inverte-se e as diferenças entre as diferentes respostas são menos expressivas à medida que se aproximam do topo da estrutura. As diferenças máximas verificadas na resposta em “drift”, são de aproximadamente 30% no caso da resposta que tem por base f_c global da estrutura e de 45% nas restantes respostas (elementos e piso).

Como era esperado para valores mais elevados de f_c , maior resistência e portanto maior esforço de corte. Ao contrário do que foi dito para as duas análises anteriores, a variação entre respostas mantém-se relativamente constante ao longo dos pisos. Comparativamente com as respostas anteriores, no perfil de corte as diferenças entre respostas são ligeiramente menores, sendo próximas dos 20% nos casos em que f_c é considerado por elemento e por valor global, para f_c por piso a diferença entre respostas está próxima dos 25%.

De uma forma geral as respostas que apresentam maior diferença entre si, são as que consideram f_c relativo aos elementos.

CAPITULO 5
Avaliação da segurança

5.1 Introdução

Neste ponto serão apresentados os resultados obtidos para uma análise idêntica às anteriores, mas com o objetivo, de avaliar a segurança sísmica conforme o prescrito no EC8-3.

Será apresentada ainda a comparação entre os valores propostos pela FEMA 356 e pelo SAEOC, e os valores das respostas numéricas efetuadas em termos de rotação da rótula plástica e “drift”, respetivamente.

Tendo em consideração a quantidade de dados gerados pelas análises não lineares, optou-se primeiramente por escolher alguns elementos para se perceber de que forma variavam os valores obtidos para o corte e para a rotação da corda, dependendo dos elementos considerados. Pelas análises apresentadas no capítulo anterior percebe-se que, para todas elas, as respostas mais condicionantes estão patentes no primeiro piso. Assim sendo, fazia sentido que os elementos desta primeira análise pertencessem ao primeiro piso.

5.2 Verificação pelo EC8-3

5.2.1 Avaliação de elementos do primeiro piso

Na figura 5.1 estão assinalados os elementos considerados para esta primeira análise. Como já foi referido os elementos pertencem todos ao primeiro piso do pórtico. Atendendo a que as secções dos elementos do pórtico variam tanto para pilares como para vigas optou-se pela escolha de um elemento de cada tipo. As dimensões geométricas e os pormenores das armaduras encontram-se descritos no ponto 3.2.1, desta dissertação e na figura 5.1 mostra a localização dos elementos em estudo.

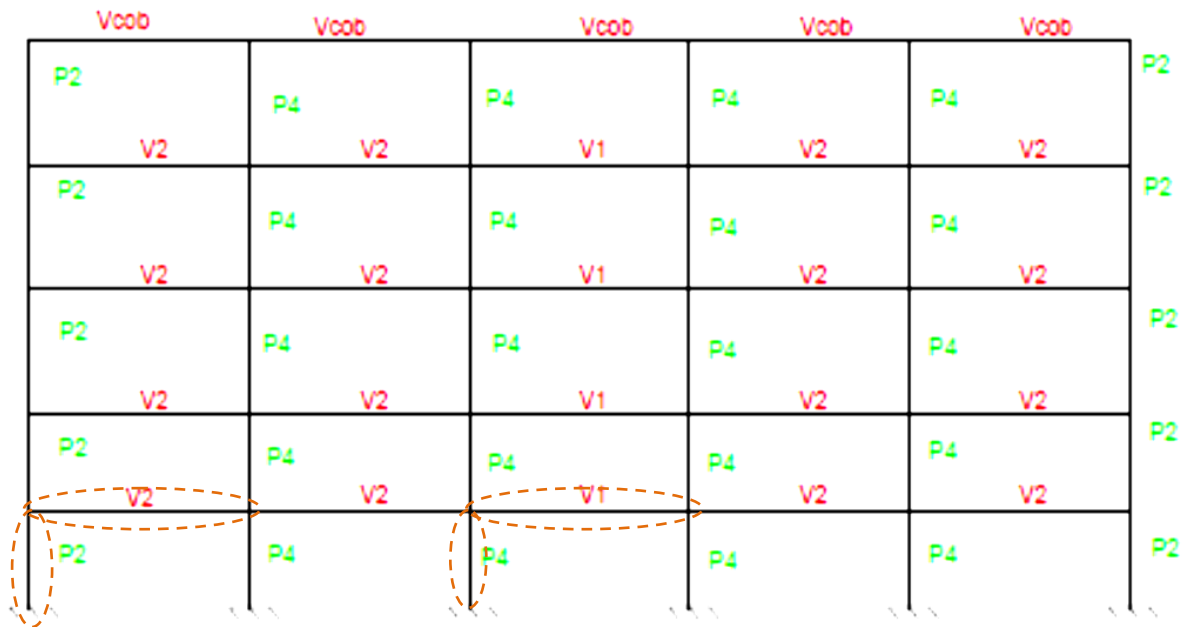


Figura 5.1 - Elementos para o “estudo piloto”.

5.2.1.1 Valores obtidos e verificação da segurança segundo o EC8-3

Nos quadros 5.1 e 5.2 que se apresentam de seguida estão os valores obtidos para a rotação da corda e o esforço transversal, respetivamente. Os quadros apresentam para além da resposta numérica os limites calculados pelas equações 2.1 (NC), 2.2 (SD) e 2.3 (DL), para o caso da verificação pela rotação da corda e a equação 2.4 para a verificação ao esforço transversal.

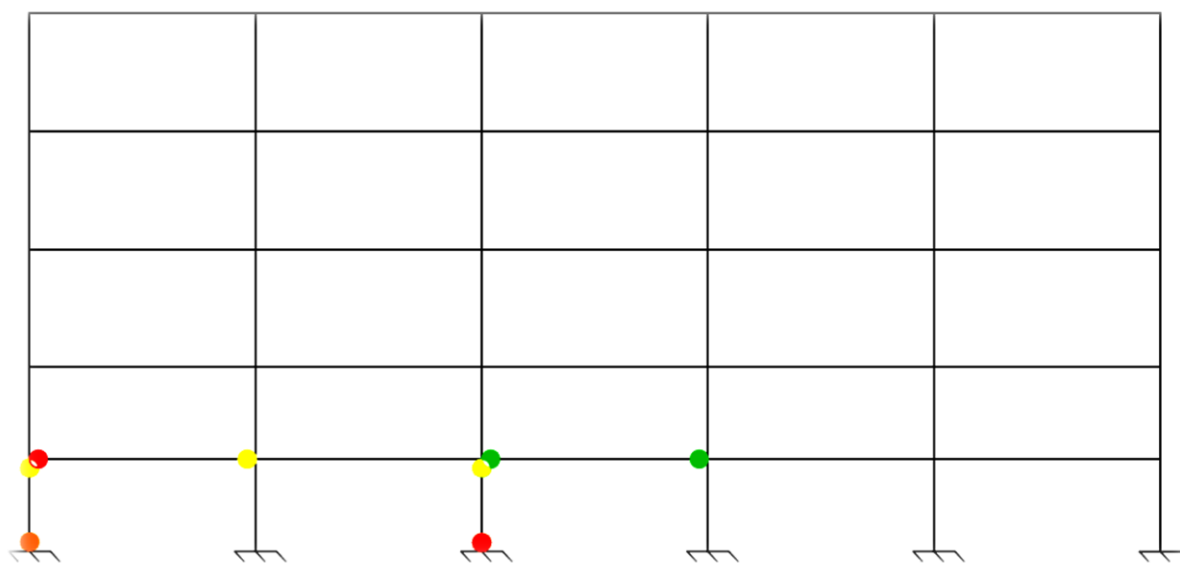
A verificação da segurança é apresentada na figura 5.1, no caso da verificação dos elementos pela rotação da corda e na figura 5.2 no caso da verificação ao esforço transversal. A avaliação é feita através de código de cores cuja legenda se encontra junto das figuras.

Quadro 5.1 - Resultados para análise numérica e estados limite do EC8-3 – Rotação da corda

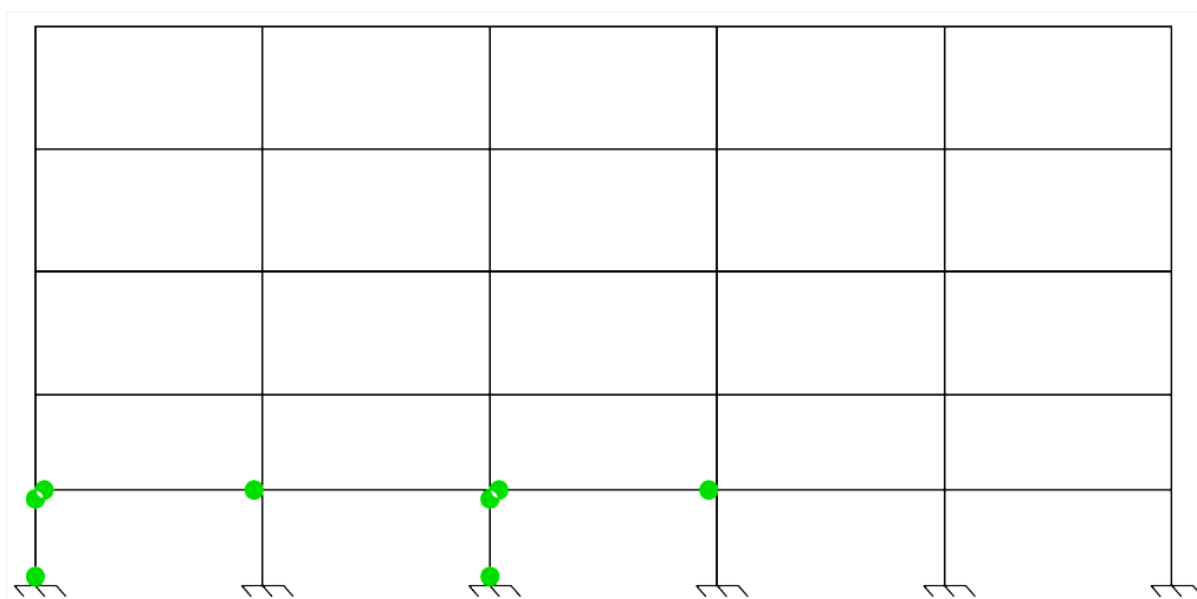
Elemento	Ação sísmica tipo:	$\theta_{num.}$		θ_{NC}		θ_{SD}		θ_{DL}	
		Esq.	Dir.	Esq.	Dir.	Esq.	Dir.	Esq.	Dir.
P2	1	0,023	0,022	0,024	0,037	0,018	0,028	0,010	0,013
	2	0,006	0,005						
V2	1	0,005	0,002	0,021	0,028	0,016	0,021	0,008	0,008
	2	0,003	0,002						
P4	1	0,023	0,018	0,020	0,027	0,015	0,020	0,011	0,012
	2	0,006	0,004						
V4	1	0,009	0,002	0,024	0,031	0,018	0,023	0,009	0,009
	2	0,005	0,002						

Quadro 5.2 - Resultados para análise numérica e estados limite do EC8-3 – Esforço transversal.

Elemento	Ação sísmica tipo:	$V_{num.}$		V_R	
		Esq.	Dir.	Esq.	Dir.
P2	1	132,8	132,8	173,3	117,0
	2	116,4	116,4		
V2	1	281,6	326,1	108,2	92,6
	2	274,0	302,7		
P4	1	153,4	153,4	228,5	216,8
	2	137,9	137,9		
V4	1	219,2	273,5	96,5	85,3
	2	213,4	262,7		



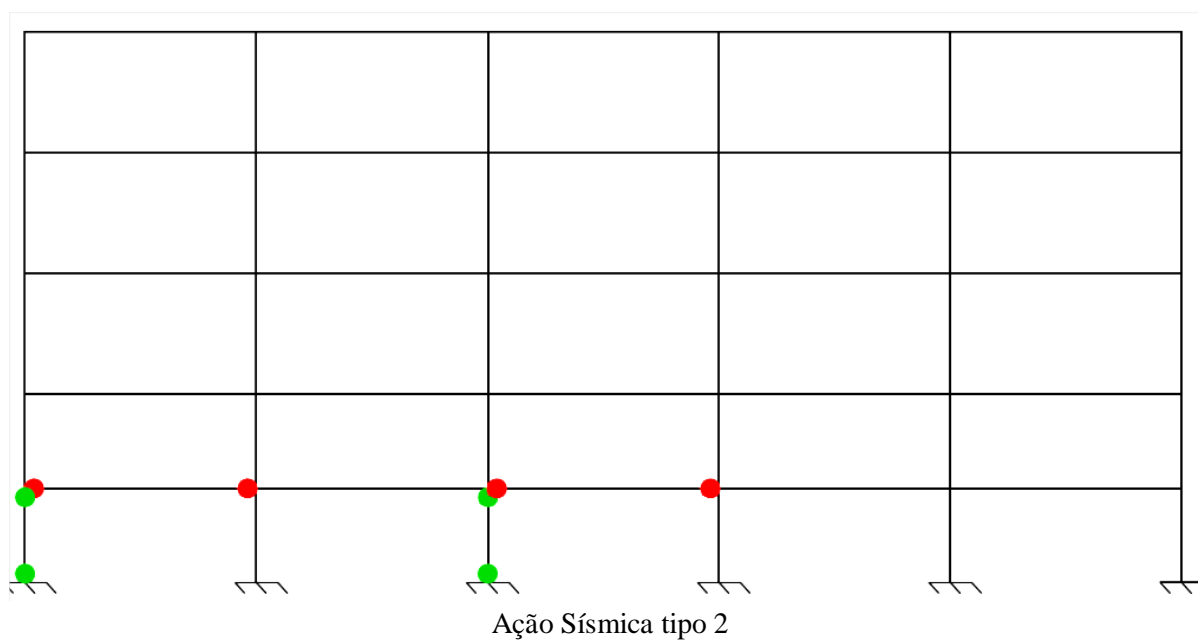
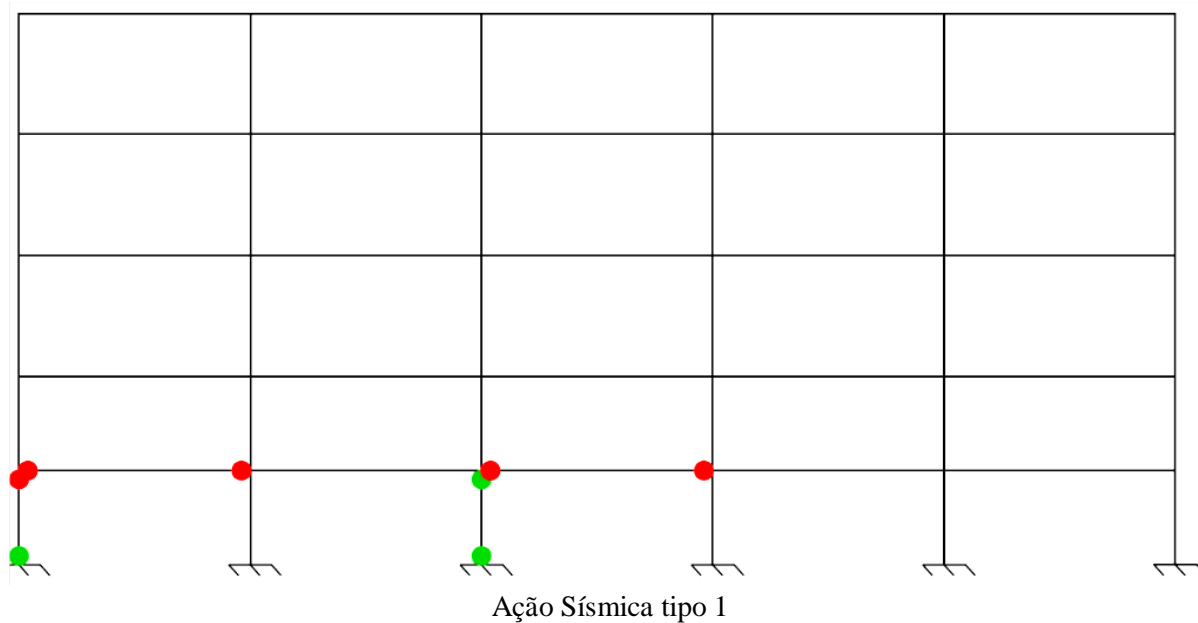
Ação Sísmica tipo 1



Ação Sísmica tipo 2



Figura 5.2 - Avaliação para a rotação da corda pelos estados limite do EC8-3.



$V < V_R$ $V > V_R$

Figura 5.3 - Avaliação para o esforço transverso pelo estado limite do EC8-3.

5.2.2 Avaliação dos elementos do pórtico em altura

Analogamente ao que foi feito no ponto anterior, também neste ponto se apresenta a avaliação sísmica de alguns elementos, sendo que os elementos avaliados neste ponto estão assinalados na figura 5.4.

As dimensões geométricas e os pormenores das armaduras encontram-se descritos no ponto 3.2.1.

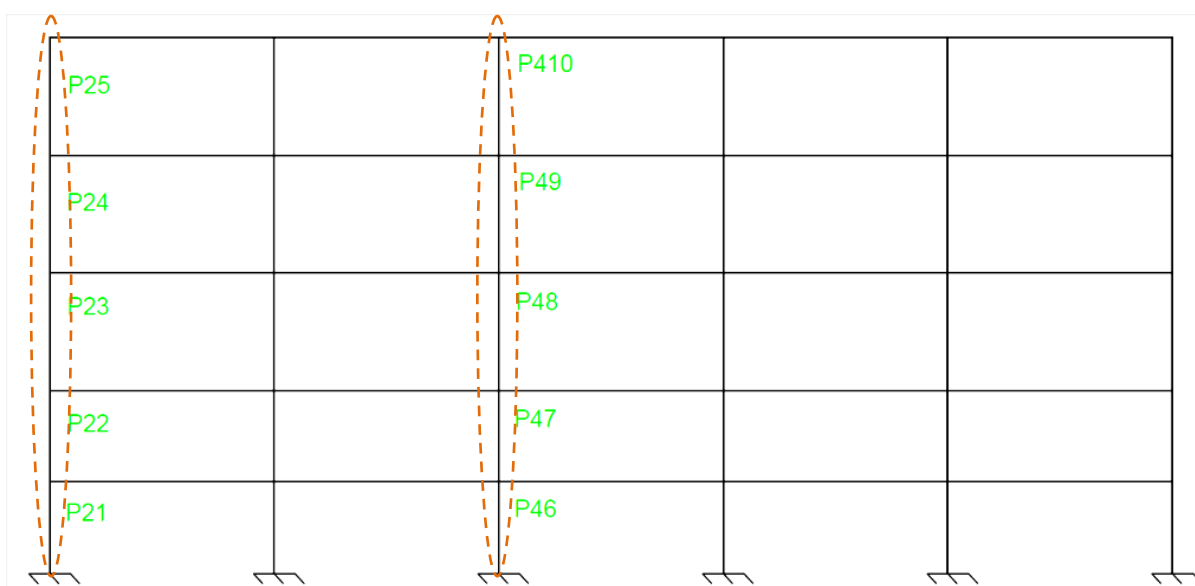


Figura 5.4 - Elementos a avaliar em altura.

5.2.2.1 Valores obtidos e verificação da segurança segundo o EC8-3

Nos quadros 5.3 e 5.4 que se apresentam de seguida estão os valores obtidos para a rotação da corda e o esforço transversal, respetivamente. Nos quadros apresentam-se para além da resposta numérica os limites calculados pelas equações 2.1 (NC), 2.2 (SD) e 2.3 (DL), para o caso da verificação pela rotação da corda e a equação 2.4 para a verificação do esforço transversal.

A verificação da segurança é apresentada na figura 5.3, no caso da verificação dos elementos pela rotação da corda e figura 5.4 no caso da verificação ao esforço transversal. A avaliação é feita através de código de cores cuja legenda se encontra junto das figuras.

Dificuldades Práticas na Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes

Quadro 5 3 - Resultados para análise numérica e estados limite do EC8-3 – Rotação da corda

Elemento	Ação sísmica tipo:	$\theta_{num.}$		θ_{NC}		θ_{SD}		θ_{DL}	
		Esq.	Dir.	Esq.	Dir.	Esq.	Dir.	Esq.	Dir.
P21	1	0,023	0,022	0,024	0,037	0,018	0,028	0,010	0,013
	2	0,006	0,005						
P22	1	0,005	0,007	0,028	0,036	0,021	0,027	0,011	0,011
	2	0,003	0,003						
P23	1	0,009	0,010	0,033	0,041	0,025	0,030	0,013	0,013
	2	0,004	0,005						
P24	1	0,003	0,005	0,035	0,043	0,026	0,032	0,013	0,013
	2	0,003	0,005						
P25	1	0,001	0,002	0,035	0,048	0,026	0,036	0,012	0,014
	2	0,001	0,002						
P46	1	0,023	0,018	0,020	0,027	0,015	0,020	0,011	0,012
	2	0,006	0,004						
P47	1	0,005	0,003	0,023	0,030	0,017	0,023	0,011	0,012
	2	0,002	0,002						
P48	1	0,009	0,008	0,032	0,036	0,024	0,027	0,015	0,013
	2	0,004	0,004						
P49	1	0,003	0,004	0,034	0,033	0,018	0,028	0,014	0,010
	2	0,003	0,004						
P410	1	0,003	0,001	0,035	0,053	0,025	0,039	0,011	0,017
	2	0,001	0,001						

Quadro 5 4 - Resultados para análise numérica e estados limite do EC8-3 – Esforço transverso.

Elemento	Ação sísmica tipo:	V		V _R	
		Esq.	Dir.	Esq.	Dir.
P21	1	132,8	132,8	173,3	117,0
	2	116,4	116,4		
P22	1	163,7	163,7	102,4	118,8
	2	153,8	153,8		
P23	1	131,7	131,7	55,9	85,3
	2	116,4	116,4		
P24	1	105,8	105,8	39,7	67,5
	2	96,8	96,8		
P25	1	58,1	58,1	29,3	44,9
	2	58,0	58,0		
P46	1	153,4	153,4	228,5	216,8
	2	137,9	137,9		
P47	1	180,9	180,9	173,3	181,9
	2	153,7	153,7		
P48	1	140,5	140,5	69,1	124,6
	2	111,8	111,8		
P49	1	112,3	112,3	50,3	131,8
	2	142,1	142,1		
P410	1	36,7	36,7	40,1	46,3
	2	38,4	38,4		

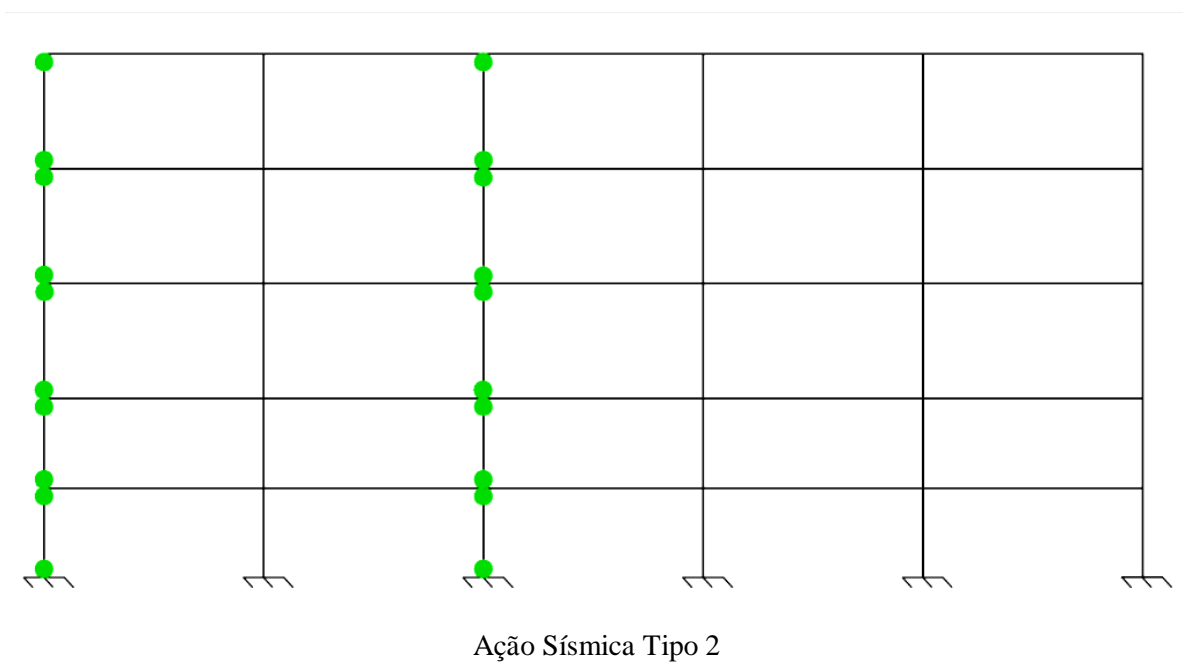
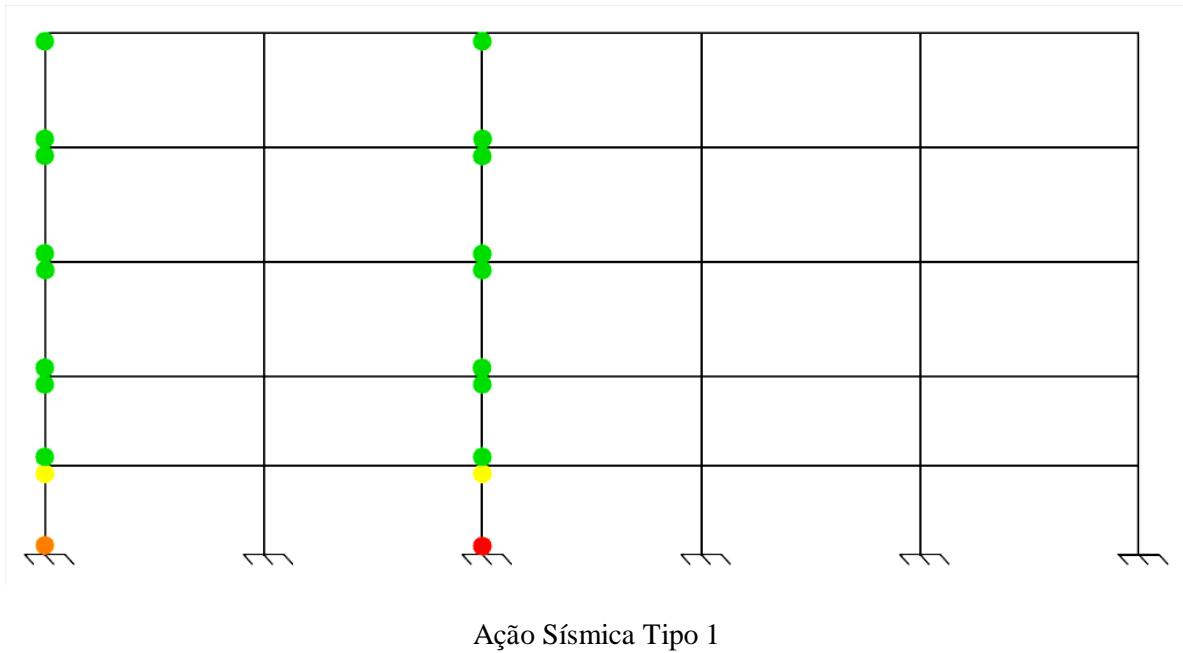
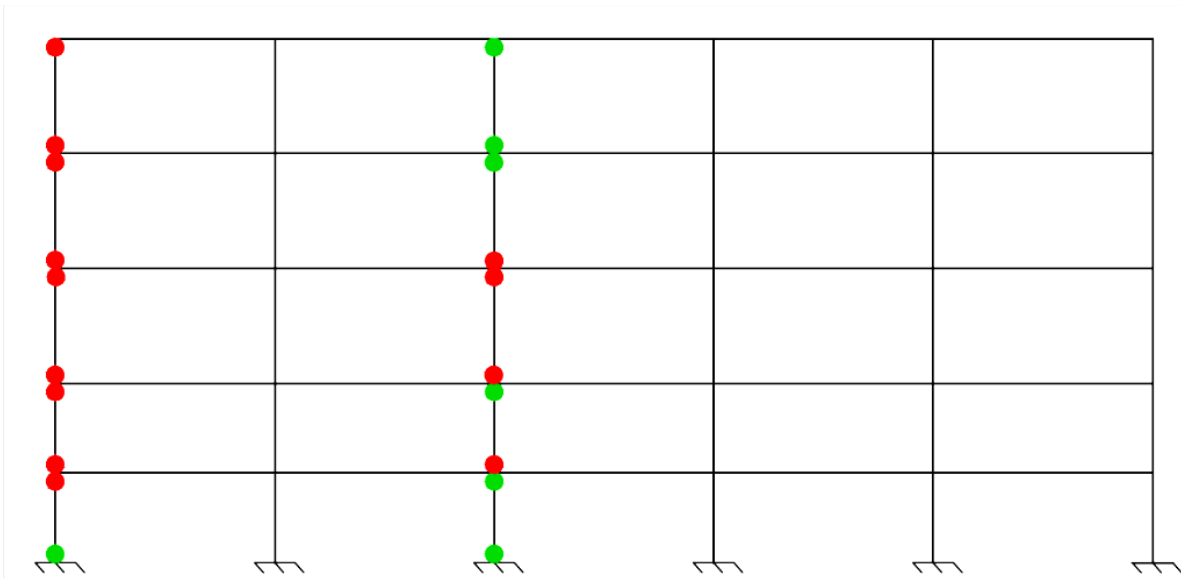
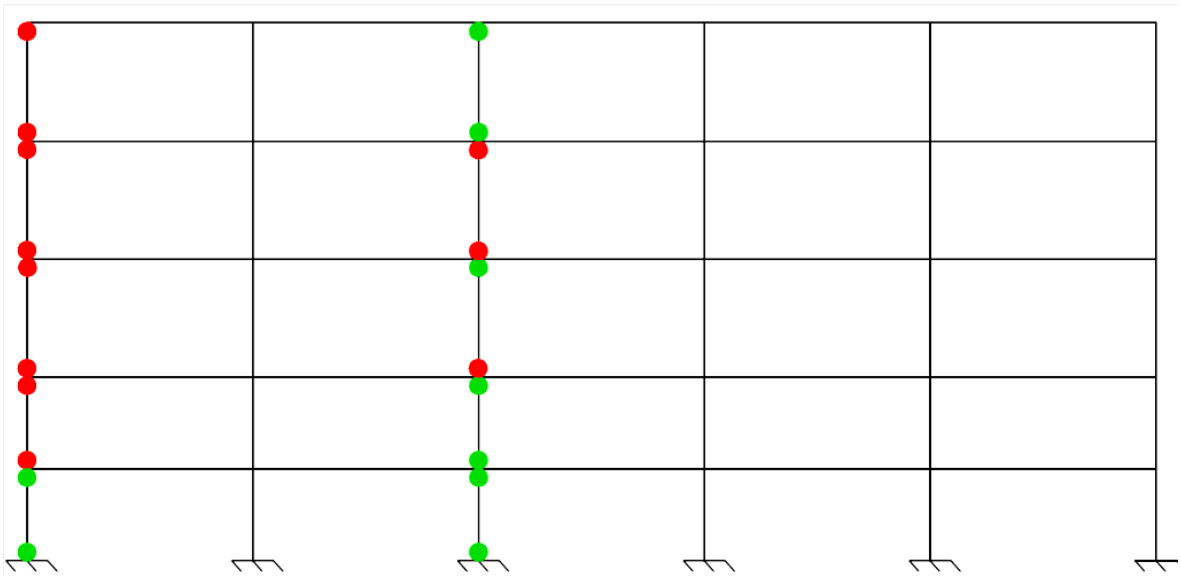


Figura 5.5 - Verificação da rotação da corda pelos estados limite do EC8-3.



Ação Sísmica Tipo 1



Ação Sísmica Tipo 2

$V < V_R$ $V > V_R$

Figura 5.6 - Verificação do esforço transversal pelo estado limite do EC8-3.

5.2.3 Considerações finais

No primeiro caso em que se verificaram apenas elementos do primeiro piso, verifica-se para o caso da ação sísmica do tipo 1 que nas extremidades inferiores dos dois pilares são atingidas deformações permanentes, mais elevadas no caso do pilar P4. Nas extremidades superiores não se verificam deformações permanentes, nos dois casos.

No que diz respeito às vigas, para a viga de extremidade, V2, verifica-se a deformação permanente para a extremidade da esquerda, na extremidade da direita a deformação atingida não é permanente. No caso da viga V4 não se verificam deformações significativas, tal como para a ação sísmica do tipo 2.

Na verificação ao corte, o esforço transversal verifica-se mais severo para as vigas que para os pilares, uma vez que independentemente do tipo de ação sísmica o limite imposto pelo EC8-3 é excedido.

No caso da verificação dos alinhamentos dos pilares, as situações mais críticas para a verificação da rotação da corda, encontram-se no primeiro piso uma vez que nos restantes as deformações são bastante reduzidas quando comparadas com as deformações atingidas nos elementos do primeiro piso.

Relativamente à verificação ao esforço transversal, a situação mais gravosa encontra-se no alinhamento pilares externo, uma vez que para ação sísmica do tipo 1 o esforço de corte obtido na análise numérica é superior ao obtido pela equação 2.4 e portanto não se verifica a segurança dos elementos. Quanto ao segundo alinhamento observa-se que os elementos da zona central apresentam valores de esforço de corte superiores aos de V_R , não se verificando assim a segurança dos mesmos. O mesmo se verifica para a ação sísmica do tipo 2.

5.3 Comparação entre a resposta numérica obtida e os valores propostos pela FEMA 356

5.3.1 Análise do “drift”

Nesta secção é feita a comparação das três respostas numéricas obtidas com os limites propostos pelo SAEOC, apresentados no ponto 2.3.3 (Quadro 2.5) desta dissertação. A figura 5.8 representa graficamente a resposta numérica da estrutura, considerando f_c por elemento (f_c Elemento), por piso (f_c Piso) e valor global da estrutura (f_c Global) reduzido de um desvio padrão, como é prescrito pela FEMA 356. Nesta mesma figura estão representados os limites de associados aos estados limites de Completamente Operacional – FO, Operacional – O, Segurança de Vidas – LS e Colapso Eminente – NC.

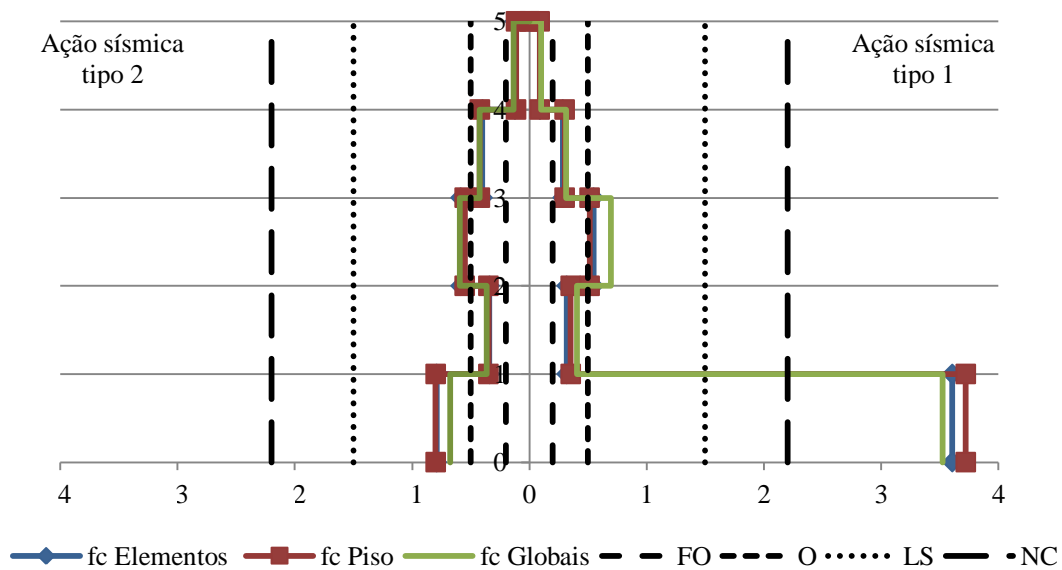


Figura 5.7 - Perfil de “drift” e estados limite.

5.3.1.1 Considerações finais

No que diz respeito à verificação dos estados limites a situação mais crítica encontra-se ao nível do primeiro piso, para ambos os tipos de ação sísmica, nos restantes pisos os valores de “drift” são bastante menores, apresentando maioritariamente valores abaixo dos 5%, excetuando-se entre os pisos 2 e 3 em que é necessário ter em conta variação de alturas entre os dois pisos.

Da perspetiva do objetivo do trabalho as ilações a retirar desta análise são pouco conclusivas, uma vez que no primeiro piso a reposta mais condicionante é aquela que considera a resistência do betão por piso, mas nos restantes pisos a reposta que apresenta maiores valores de “drift” é a que considera a resistência global.

5.3.2 Análise de pilares e vigas pela rotação da rótula plástica

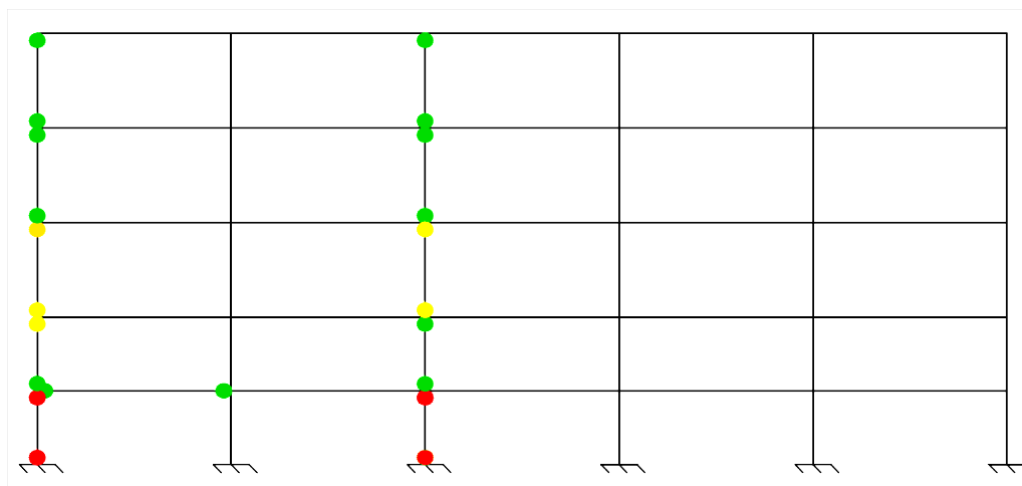
Nesta secção são analisados, em termos de rotação de corda, os elementos representados nas Figuras 5.1 e 5.4

A FEMA 356 propõe valores “pré-definidos” e que são agora comparados com os valores obtidos na resposta numérica no Quadro 5.5 e na Figura 5.7. Nesta última é feita a comparação, entre ambas, isto é, sempre que a resposta numérica excede o valor de um determinado nível de desempenho é representada pelo código de cores que se encontra também junto da mesma.

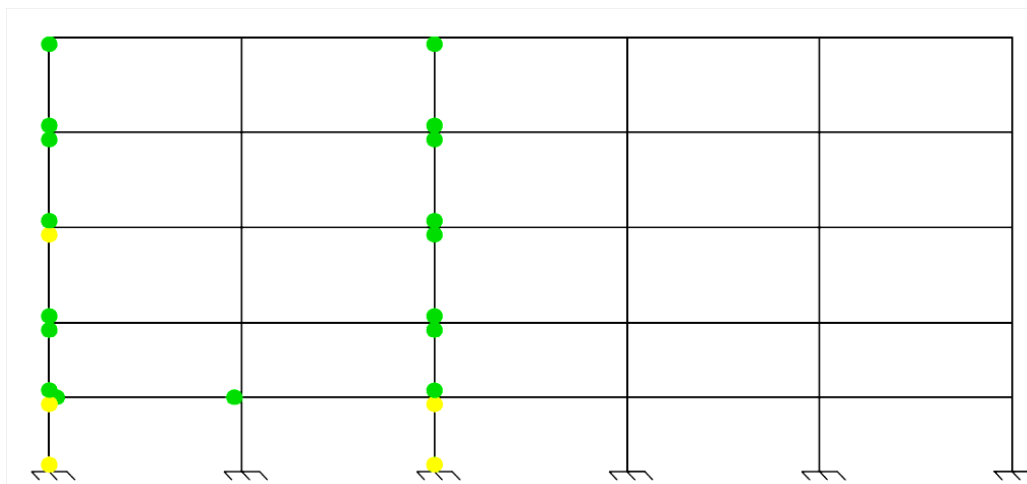
Quadro 5.5 - Resultados para análise numérica e estados limite da FEMA 356 – Rotação da corda.

	Ação sísmica				Nível de desempenho		
	Tipo 1		Tipo 2		IO	LS	CP
	Esq.	Dir.	Esq.	Dir.			
P21	0.031	0.030	0.007	0.006	0,005	0,01	0,02
P22	0.004	0.005	0.002	0.003	0,005	0,01	0,02
P23	0.008	0.010	0.004	0.005	0,005	0,01	0,02
P24	0.003	0.004	0.003	0.004	0,005	0,01	0,02
P25	0.001	0.002	0.001	0.002	0,005	0,01	0,02
V2	0.004	0.002	0.003	0.002	0,005	0,01	0,01
P46	0.031	0.028	0.007	0.005	0,005	0,01	0,02
P47	0.004	0.004	0.003	0.002	0,005	0,01	0,02
P48	0.008	0.008	0.004	0.004	0,005	0,01	0,02
P49	0.002	0.003	0.003	0.003	0,005	0,01	0,02
P410	0.001	0.001	0.001	0.001	0,005	0,01	0,02
V1^(*)	0.004	0.002	0.004	0.002	-	-	-

^(*) – Não se encontra nas condições indicadas no Quadro 2.5.



Ação sísmica tipo 1



Ação sísmica tipo 2



Figura 5.8 - Análise da rotação da corda pelos estados limite da FEMA 356.

5.3.2.1 Considerações finais

Analogamente ao que aconteceu nas avaliações anteriores, também nesta comparação, se verifica que a resposta numérica para a ação sísmica do tipo 1 é mais gravosa, do que a resposta apresentada para a ação sísmica do tipo 2. Ao nível da estrutura verificam-se problemas ao nível do rés do chão e do segundo piso, sendo que no primeiro caso é ultrapassado o limite de prevenção de colapso, que é o mais elevado da escala.

CAPITULO 6

Conclusões e Desenvolvimentos futuros

6.1 Conclusões

O presente trabalho teve como objetivo estudar o efeito da variabilidade das propriedades mecânicas do betão na resposta sísmica da estrutura. Atendendo à grande dispersão de valores que se obteve na análise de um caso prático, procurou-se compreender se essa resposta sísmica seria diferente quando se considerasse o valor da resistência do betão, referida ao valor médio global da estrutura ou quando se considerasse esse valor referido à média por tipo de elemento ou à média por piso.

Foram realizadas análises com objetivos diferentes para que se percebesse de que forma cada variação introduzida, influenciava a resposta da estrutura em estudo. O tipo de respostas consideradas para o estudo, foram expressas em termos deslocamento global por piso, deslocamento relativo entre pisos e corte basal ao nível de cada piso.

No primeiro estudo apresentado, relativo à variação do comprimento de rótula plástica, verificaram-se que as diferenças mais significativas encontravam-se entre os comprimentos de 0,5h e h. No âmbito de avaliação sísmica da estrutura, pode afirmar-se perante os resultados apresentados, que quando se trata de deformações em deslocamento, o comprimento de rótula plástica de 0,5h apresenta respostas mais condicionantes nos dois primeiros pisos (menor altura), nos restantes pisos (maiores alturas) é o comprimento de rótula plástica h que tem o domínio. No caso da análise em forças, o comprimento de rótula plástica h é o que apresenta valores mais elevados de resposta, sendo portanto aquele que seria mais condicionante do ponto de vista da avaliação sísmica da estrutura em causa. No entanto, o comprimento de rótula plástica adotado nas restantes análises foi o de 0,5h, tal como foi referido no ponto 3.6 desta dissertação.

Quanto às análises realizadas tendo por base as propriedades mecânicas do betão, primeiramente, a análise em que foram comparadas respostas para o valor médio, valor médio reduzido de um desvio padrão e o valor médio acrescido de um desvio padrão, o que se verifica neste caso, é a subestimação em termos de respostas de deslocamento global por piso e deslocamento relativo entre pisos quando se considera o valor médio reduzido de um desvio padrão, e o inverso quando se quando se considera o valor médio acrescido de um desvio padrão. Na resposta em termos de força, verifica-se precisamente o contrário daquilo que acontece para os deslocamentos. Portanto para respostas em deslocamentos, quanto menor for a resistência do betão adotada, mais condicionante será a resposta obtida, para respostas em forças quanto maior for a resistência, maiores os valores da resposta. O que se conclui desta

análise é que considerando apenas o valor médio global de f_c , não é o mais correto, uma vez que existe diferenças significativas entre as respostas apresentadas. O que leva a crer que variação do valor médio de f_c é importante, principalmente quando os valores obtidos nos ensaios efetuados na estrutura apresentam uma distribuição considerável, como acontece neste caso de estudo.

Do ponto de vista prático, considerar valores diferentes para a resistência do betão na análise da mesma estrutura não agiliza o processo de avaliação, o que leva a que se opte por valores médios, como é definido pelo EC8-3. Numa terceira análise considerou-se o valor médio para a resistência do betão, mas com a introdução das variações do valor por elementos de cada piso, valor global por piso e o valor global para a estrutura. Ao ser introduzida informação mais detalha com as resistências dos pilares e vigas de cada piso e ainda a média global por piso, esperava-se obter respostas à ação sísmica que traduzissem essa variação da resistência do betão nas análises, o que não se verificou neste estudo, uma vez que as diferenças entre as respostas são relativamente baixas.

Identicamente à análise referida anteriormente, foi feita a mesma análise mas tendo por base as disposições da FEMA 356 relativas aos valores a considerar para a resistência do betão. No que diz respeito à redução de um desvio padrão ao valor médio, para valores de f_c com um coeficiente de variação superior a 14%, a grande maioria dos valores médios para a resistência do betão foi reduzida, observando-se que as respostas obtidas com base nas disposições da FEMA 356 levam a resultados idênticos ao que foi já referido para a análise do valor médio reduzido de um desvio padrão para a resistência do betão, não traduzindo tal como a análise relativa ao EC8-3 as diferenças verificadas para os valores obtidos para a resistência do betão, pelos ensaios.

Verificou-se neste caso, que independentemente da metodologia que se adote (EC8 ou FEMA 356) não é suficiente para fornecer respostas que traduzam o que está a montante das análises numéricas. Ambas indicam que o número de ensaios deve ser aumentado para que sejam reduzidas as incertezas associadas à determinação da resistência do betão. Verifica-se no entanto, a necessidade que sejam adotadas abordagens analíticas mais conservadoras, que tenham em consideração a distribuição não homogênea das propriedades mecânicas do betão, o que leva a concluir que neste caso, a metodologia apresentada pela FEMA 356 seria a mais adequada uma vez que considera a distribuição dos valores das propriedades do betão (CoV), que conseqüentemente leva a valores mais conservativos nas respostas numéricas obtidas, o que é favorável do ponto de vista da segurança.

No caso da avaliação sísmica da estrutura pelo EC8-3 e pela comparação dos valores prescritos pela FEMA 356, concluiu-se que , há problemas de deformações ao nível do rés do chão, assinalados por ambos, e no segundo piso assinalados apenas pela FEMA 356.

No caso da avaliação ao corte pelo EC8-3 as situações mais graves encontram-se ao longo do desenvolvimento em altura, e no alinhamento dos pilares exterior do pórtico.

6.2 Desenvolvimentos futuros

Dos possíveis desenvolvimentos futuros que este trabalho possa ter, o mais relevante poderá ser um estudo que se debruce sobre a variação do número de ensaios (destrutivos e não destrutivos) a realizar para um determinado número de elementos, fixo, pertencentes à mesma estrutura de betão armado, por forma a perceber se o número maior ou menor de ensaios diminui a variabilidade das propriedades do betão ou se a variabilidade é intrínseca ao processo construtivo ou época de construção.

Podendo, este estudo deverá ser feito para várias estruturas (edifícios independentes) com o intuito de serem criados padrões de resultados através da análise dos valores dos ensaios a efetuar. No caso de não se verificar um padrão uniforme na variação dos resultados dos ensaios das diferentes estruturas a avaliar, poderá considerar-se a possibilidade de dividir as estruturas em “subestruturas” de forma a ser obtida a homogeneidade das características do betão.

O levantamento descrito anteriormente das propriedades do betão deverá permitir ainda a definição clara de níveis de incerteza associados aos procedimentos envolvidos, níveis esses que afetarão posteriormente a modelação pirométrica dos resultados.

Referências bibliográficas

- [1] Arêde, A. J. C. D. (1997). *Seismic Assessment of Reinforced Concrete Frame Structures with a New Flexibility Element*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia do Porto, Porto.
- [2] ASCE (2000). *FEMA 356 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*.
- [3] ASCE (2007). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (41-06)*.
- [4] Bento, R. and M. Lopes (2008). *Modelos Estruturais Complexos – Modelação, Avaliação e Reforço Sísmico de Edifícios Pombalinos. Referência à regulamentação existente*. Instituto Superior Técnico.
- [5] Caraslindas, F. (2010). *Verificação da segurança sísmica em edifícios existentes de betão armado de acordo com o Eurocódigo 8 Parte 3*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia do Porto, Porto.
- [6] CEN (2009) Eurocódigo 0. Bases para o Projeto de Estruturas.
- [7] CEN (2010). Eurocódigo 8. Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 1: Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios.
- [8] CEN (2005) Eurocódigo 8. Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.
- [9] Coelho, E., E. C. Carvalho, et al. (2004). *Reparação e Reforço Sísmico de Estruturas no Eurocódigo 8. Sísmica 2004*. 6º Congresso de sismologia e Engenharia Sísmica. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

- [10] Costa, A. (2012). *Dificuldades práticas na avaliação da segurança sísmica de estruturas existentes no contexto do EC8-3*. A nova regulamentação de estruturas em betão armado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, Aveiro.
- [11] Costa, A. Romão, X., Neves, F., Pereira, N., Paupério, E. (2010). *Relatório de avaliação da segurança estrutural. Edifício Royal Center - Fafe*. Instituto da Construção, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto
- [12] Costa, A (1989). *Análise sísmica de estruturas irregulares*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia do Porto, Porto.
- [13] D'Ambrisi, A., M. D. Stefano, et al. (2011). *Influence of the Variability of Concrete Mechanical Properties on the Seismic Response of Existing RC Framed Structures*. 6th European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures.
- [14] Delgado, P. (2009). *Avaliação da Segurança Sísmica de Pontes*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- [15] Giannopoulos, I (2009). *Seismic Assessment of a RC Building according to FEMA 356 and Eurocode 8*. 16ª Conferência sobre betão, Paphos, Chipre.
- [16] Heidi Faison, C. D. C., Kenneth Elwood (2004). Reinforced Concrete Moment Frame Building without Seismic Details, <http://www.worldhousing.net/wherereport1view.php?id=100108> (3/06/2012).
- [17] Milheiro, J. (2008). *Estudo Numérico da Inflência de Painéis de Enchimento de Alvenaria de Tijolo no Comportamento Sísmico de Estruturas Porticadas Existentes de Betão Armado*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- [18] Priestley, M. J. N., G. M. Calvi, et al., Eds. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press.

- [19] Rodrigues, H. (2005). *Desenvolvimento e Calibração de Modelos Numéricos para a Análise Sísmica de Edifícios*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- [20] Varum, H. (1996). *Modelo Numérico para a Análise sísmica de Pórticos Planos de Betão Armado*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.