

# **DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS HOSPITALARES SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8**

**JOSÉ MÁRIO MOREIRA ANDRADE GOMES**

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

---

Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

JULHO DE 2009

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

*Todas as verdades são fáceis de entender uma vez descobertas; a questão é descobri-las.*

*Galileo Galilei*



## **AGRADECIMENTOS**

À minha Mãe e Irmãos, que sempre me apoiaram e chatearam ao longo da vida.

Ao meu orientador, o Professor Doutor Nelson Vila Pouca, por todo o apoio prestado e por tudo o que me ensinou enquanto meu Professor.

Ao Professor Xavier Romão, pelo apoio na resolução de alguns problemas que foram surgindo durante a realização do trabalho.

A todos os meus amigos que me ajudaram a ultrapassar o último ano, em especial à Sofia, ao Tó, ao Toscano, ao Igor, à Marisa e à Gui.

E em especial ao meu Pai, por não me deixar desistir e pela insistência e paciência que teve em me aturar.



## RESUMO

A importância dos edifícios hospitalares na sociedade determina que na sua concepção, projecto, construção e utilização sejam adoptadas regras e procedimentos que garantam o seu bom funcionamento em todas as situações. Em caso de catástrofe, nomeadamente de natureza sísmica, os edifícios hospitalares são alvo de grande afluência, pois é neste tipo de edifícios que se dá resposta às necessidades essenciais de saúde da população. Justifica-se então que em todas as fases que precedem a entrada em funcionamento destes equipamentos haja um cuidado especial na sua concepção de forma a tornar a sua utilização possível nas mais diversas situações.

A evolução de alguns equipamentos e instalações presentes nos edifícios hospitalares vem impor novas condições à concepção destes edifícios, especialmente no que diz respeito a deslocamentos e acelerações. Actualmente, as metodologias de análise estrutural também permitem uma modelação da resposta da estrutura mais realista face às diversas acções, o que permite definir estratégias mais eficazes para combater alguns efeitos indesejáveis provocados por elas.

Dada a abrangência dos regulamentos actualmente em vigor para a concepção e dimensionamento estrutural, Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) e Regulamento de Segurança e Acções (RSA), e dos que estão prestes a entrar em vigor, Eurocódigos, foi necessário criar um conjunto de normas hospitalares onde são definidas algumas restrições que garantam a operacionalidade dos edifícios hospitalares. Ainda assim, é importante referir que, mesmo antes da introdução das normas hospitalares, já havia especial cuidado na concepção destes edifícios.

Os regulamentos actualmente em vigor já consideram alguns critérios que optimizam as estruturas face à acção sísmica. Com a introdução dos Eurocódigos abre-se um novo leque de possibilidades que permitem obter estruturas mais económicas, quer a curto quer a longo prazo, sem prejudicar o seu comportamento, podendo mesmo algumas disposições conferir uma resposta da estrutura mais adequada e previsível.

No presente trabalho reflecte-se sobre a aplicação do disposto nas normas hospitalares e no EC8 no dimensionamento de edifícios hospitalares, dando especial atenção à modelação da acção sísmica e às diferentes modelações da estrutura para quantificação e verificação dos efeitos dessa acção.

Na parte final do trabalho concretiza-se o abordado nos capítulos iniciais recorrendo a um estudo de caso, realizando-se o dimensionamento dos elementos estruturais principais de suporte da acção sísmica e fazendo as verificações impostas pelo EC8 e pelas normas hospitalares.

É também comparado o efeito que a redução da rigidez de flexão e corte imposta pelo EC8 e pelas normas hospitalares tem sobre os elementos de suporte da acção sísmica.

**PALAVRAS-CHAVE:** edifícios hospitalares, dimensionamento sísmico, EC8, normas hospitalares.



## **ABSTRACT**

The importance of hospital buildings in society requires that in its conception, design, construction and use are rules and procedures to ensure its smooth operation in all situations. In case of disaster, including earthquake, the hospital buildings are subject to a large influx of people because it is this type of building that meets the essential health needs of the population. It is then that in all the phases preceding the entry into operation of this equipment, a special care in its design is need to ensure its use in many situations.

The development of some equipment and facilities in hospital buildings imposes new conditions on the design of these buildings, especially with regard to displacement and acceleration. Currently, the methods of structural analysis also allow a more realistic modeling of the response of the structure against the various actions, which allows more effective strategies to combat certain effects caused by them.

Given the scope of the regulations currently in force for the design, regulation of structures of reinforced concrete and pre-stressed (REBAP) and regulation of security and actions (RSA), and the ones that are about to come into force, Eurocodes, it was necessary to create a set of hospital standards which define some restrictions to ensure the operation of hospitals. Still, it is important to note that even before the introduction of hospital standards, engineers had had a special care in the design of these buildings.

The regulations currently in force now consider some criteria that optimize the structures against the seismic action. The introduction of Eurocodes opens a new range of possibilities for obtaining more economic structures, both short and long term, without affecting their behavior. Some provisions may even provide a more appropriate and predictable structural response.

This work reflects on the application of the hospital standards and the EC8 in the design of hospital buildings, paying special attention to the modeling of the seismic action and the different structure modeling for quantification and verification of the effects of that action.

At the end of this work, the exposed in the initial chapters is put to use using a case study, where the design of the main structural supports of seismic action and the verifications imposed by hospital standards and EC8 are made.

It is also discussed the effect of bending and shear stiffness reduction imposed by the hospital standards and EC8 on support elements of the seismic action.

**KEYWORDS:** hospital buildings, seismic design, EC8, hospital standards.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	v
<b>RESUMO</b> .....	vii
<b>ABSTRACT</b> .....	ix
<b>ÍNDICE GERAL</b> .....	xi
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	xv
<b>ÍNDICE DE TABELAS</b> .....	xvii
<b>SÍMBOLOS E ABREVIATURAS</b> .....	xix
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS</b> .....	1
<b>1.2. OBJECTIVOS</b> .....	2
<b>2. ESPECIFICAÇÕES NORMATIVAS PARA A CONCEPÇÃO DE EDIFÍCIOS HOSPITALARES SISMO-RESISTENTES</b> .....	3
<b>2.1. INTRODUÇÃO</b> .....	3
<b>2.2. REGRAS INDICADAS NO EC8 PARA A CONCEPÇÃO DE ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES</b> .....	3
<b>2.2.1. PRINCÍPIOS BÁSICOS</b> .....	3
<b>2.2.2. COEFICIENTES DE IMPORTÂNCIA</b> .....	4
<b>2.2.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA</b> .....	4
2.2.3.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	4
2.2.3.2. ESTADO DE LIMITAÇÃO DE DANOS.....	5
<b>2.2.4. SISTEMAS ESTRUTURAIS E FACTORES DE COMPORTAMENTO EM EDIFÍCIOS DE BETÃO</b> .....	5
<b>2.2.5. CLASSES DE DUCTILIDADE</b> .....	7
<b>2.2.6. DIMENSIONAMENTO PARA DCM</b> .....	8
2.2.6.1. REQUISITOS DOS MATERIAIS.....	8
2.2.6.2. CONCEPÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	8
<b>2.3. ACÇÃO SÍSMICA</b> .....	18
<b>2.3.1. TIPOS DE SOLO</b> .....	18
<b>2.3.2. ZONAS SÍSMICAS</b> .....	19

<b>2.3.3. REPRESENTAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA</b> .....	21
2.3.3.1. ESPECTROS DE RESPOSTA ELÁSTICOS.....	21
2.3.3.2. ESPECTROS DE RESPOSTA PARA ANÁLISE ELÁSTICA.....	22
<b>2.3.4. REPRESENTAÇÕES ALTERNATIVAS DA ACÇÃO SÍSMICA</b> .....	23
<b>2.3.5. COMBINAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA COM OUTRAS ACÇÕES</b> .....	23
<b>2.4. REGRAS ESPECÍFICAS PARA A CONCEPÇÃO DE EDIFÍCIOS HOSPITALARES SEGUNDO AS ET 05/2007</b> .....	24
<b>3. MODELAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL</b> .....	27
<b>3.1. INTRODUÇÃO</b> .....	27
<b>3.2. MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL</b> .....	27
3.2.1. MÉTODO DAS FORÇAS LATERAIS .....	28
3.2.2. ANÁLISE MODAL .....	29
3.2.3. ANÁLISE PUSHOVER.....	32
3.2.4. ANÁLISE NÃO-LINEAR DINÂMICA .....	32
<b>3.3. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA PARA DIMENSIONAMENTO AO ELU</b> .....	33
<b>3.3.1. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA</b> .....	33
3.3.1.1. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS – PILARES .....	33
3.3.1.2. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS – VIGAS .....	34
3.3.1.3. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS – PAREDES.....	34
3.3.1.4. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS – LAJES .....	34
<b>3.4. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA PARA VERIFICAÇÃO DO ELD</b> .....	34
3.4.1. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS NÃO-ESTRUTURAIS – PAINÉIS DE ALVENARIA.....	35
3.4.2. LIMITAÇÃO DA DERIVA ENTRE PISOS.....	36
<b>3.5. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS</b> .....	37
3.5.1. PILARES .....	37
3.5.2. VIGAS .....	37
3.5.3. PAREDES.....	38
3.5.4. LAJES .....	38
<b>4. ESTUDO DE CASO</b> .....	39
4.1. INTRODUÇÃO .....	39
4.2. CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO .....	39

<b>4.3. CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA .....</b>	<b>41</b>
<b>4.3.1. MATERIAIS .....</b>	<b>42</b>
<b>4.3.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....</b>	<b>42</b>
<b>4.4. QUANTIFICAÇÃO E COMBINAÇÃO DAS ACÇÕES.....</b>	<b>43</b>
<b>4.4.1. ACÇÕES VERTICAIS.....</b>	<b>43</b>
<b>4.4.2. ACÇÕES HORIZONTAIS.....</b>	<b>45</b>
4.4.2.1. ACÇÃO DO VENTO .....	45
4.4.2.2. ACÇÃO SÍSMICA.....	45
<b>4.4.3. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES .....</b>	<b>46</b>
<b>4.5. MODELO DO EDIFÍCIO .....</b>	<b>47</b>
<b>4.6. RESULTADOS ADMITINDO A RIGIDEZ TOTAL .....</b>	<b>48</b>
<b>4.6.1. MODOS DE VIBRAÇÃO .....</b>	<b>48</b>
<b>4.6.2. DESLOCAMENTOS .....</b>	<b>49</b>
<b>4.6.3. ESFORÇOS .....</b>	<b>51</b>
4.6.3.1. PILARES .....	51
4.6.3.2. VIGAS.....	53
4.6.3.3. PAREDES .....	54
4.6.3.4. LAJES .....	58
<b>4.7. RESULTADOS ADMITINDO METADE DA RIGIDEZ .....</b>	<b>60</b>
<b>4.7.1. MODOS DE VIBRAÇÃO .....</b>	<b>60</b>
<b>4.7.2. DESLOCAMENTOS .....</b>	<b>61</b>
<b>4.7.3. ESFORÇOS .....</b>	<b>62</b>
4.7.3.1. PILARES .....	62
4.7.3.2. VIGAS.....	62
4.7.3.3. PAREDES .....	63
<b>4.8. VERIFICAÇÃO DO ESTADO DE LIMITAÇÃO DE DANOS .....</b>	<b>66</b>
<b>5. CONCLUSÃO.....</b>	<b>69</b>
<b>5.1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>69</b>
<b>5.2. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS .....</b>	<b>70</b>
<b>5.2.1. ESFORÇOS E ARMADURAS.....</b>	<b>71</b>
<b>5.2.2. DESLOCAMENTOS PARA O SISMO DE PROJECTO (ESTADO LIMITE ÚLTIMO).....</b>	<b>75</b>

<b>5.2.3. DESLOCAMENTOS PARA O SISMO DE SERVIÇO .....</b>	<b>76</b>
<b>5.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS E CONCLUSÕES .....</b>	<b>76</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>79</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema para determinação do esforço transversal em vigas .....	9
Figura 2.2 – Esquema para determinação do esforço transversal em pilares .....	12
Figura 2.3 – Esquema para determinação do diagrama de momentos flectores em paredes.....	14
Figura 2.4 – Esquema para determinação do diagrama de momentos flectores em paredes.....	15
Figura 2.5 – Esquema para determinação do comprimento dos elementos de extremidade.....	16
Figura 2.6 – Sismo afastado.....	19
Figura 2.7 – Sismo próximo.....	19
Figura 2.8 – Forma do espectro de resposta.....	22
Figura 3.1 – Escora equivalente no caso de aberturas .....	36
Figura 4.1 – Planta do piso (a sombreado encontra-se o edifício em análise).....	40
Figura 4.2 – Planta estrutural e identificação dos elementos .....	42
Figura 4.3 – Espectro de resposta para dimensionamento ao ELU .....	46
Figura 4.4 – Espectro de resposta para verificação do ELD .....	46
Figura 4.5 – Modelo utilizado para dimensionamento ao estado limite último .....	47
Figura 4.6 – 1º Modo de vibração (translação em y).....	48
Figura 4.7 – 2º Modo de vibração (translação em x).....	48
Figura 4.8 – 3º Modo de vibração (rotação) .....	48
Figuras 4.9 e 4.10 – Deslocamentos máximos (esquerda – dir. x; direita – dir. y).....	49
Figura 4.11 – Deriva entre pisos (direcção x).....	50
Figura 4.12 – Deriva entre pisos (direcção y).....	50
Figura 4.13 – Diagrama de esforço transversal numa viga.....	53
Figura 4.14 – Diagrama de momento flector numa viga.....	54
Figura 4.15 – Planta estrutural e identificação dos elementos .....	55
Figura 4.16 – Diagrama de momento flector e esforço transversal da parede Pa1 .....	55
Figura 4.17 – Diagrama de momento flector e esforço transversal da parede Pa2 .....	56
Figura 4.18 – Diagrama de momento flector e esforço transversal da parede Pa3 .....	56
Figura 4.19 – Diagrama de momento flector e esforço transversal da parede Pa4 .....	56
Figura 4.20 – Diagrama de momento flector e esforço transversal da parede Pa5 .....	57
Figura 4.21 – Diagrama de momento flector e esforço transversal da parede Pa6 .....	57

Figura 4.22 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa7 .....	57
Figura 4.23 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa8 .....	58
Figura 4.24 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa9 .....	58
Figura 4.25 – Diagrama de momento flector na direcção 1-1 .....	59
Figura 4.26 – Diagrama de momento flector na direcção 2-2.....	59
Figura 4.27 – 1º Modo de vibração (translação em y) .....	60
Figura 4.28 – 2º Modo de vibração (translação em x) .....	60
Figura 4.29 – 3º Modo de vibração (rotação).....	60
Figuras 4.30 e 4.31 – Deslocamentos máximos (esquerda – dir. x; direita – dir. y) .....	61
Figura 4.32 – Deriva entre pisos (direcção x) .....	61
Figura 4.33 – Deriva entre pisos (direcção y) .....	62
Figura 4.34 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa1 .....	63
Figura 4.35 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa2 .....	63
Figura 4.36 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa3 .....	64
Figura 4.37 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa4 .....	64
Figura 4.38 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa5 .....	64
Figura 4.39 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa6 .....	65
Figura 4.40 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa7 .....	65
Figura 4.41 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa8 .....	65
Figura 4.42 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa9 .....	66
Figura 4.43 – Modelo utilizado para verificação do estado de limitação de danos.....	67
Figuras 4.44 e 4.45 – Deslocamentos máximos em estado de limitação de danos (esquerda – dir. x; direita – dir. y) .....	67
Figura 4.46 – Deriva entre pisos (direcção x) .....	68
Figura 4.47 – Deriva entre pisos (direcção y) .....	68
Figura 5.1 – Forma do espectro de resposta .....	70
Figura 5.2 – Solução de armadura nas paredes Pa1 e Pa3 (rigidez total) [cm] .....	73
Figura 5.3 – Solução de armadura nas paredes Pa2, Pa4, Pa5, Pa6, Pa7 e Pa8 (rigi- dez total) [cm] .....	73
Figura 5.4 – Solução de armadura na parede Pa9 (rigidez total) [cm] .....	73
Figura 5.5 – Solução de armadura nas paredes Pa1 e Pa3 (metade da rigidez) [cm] .....	74
Figura 5.6 – Solução de armadura nas paredes Pa2, Pa4, Pa5, Pa6, Pa7 e Pa8 (meta- de da rigidez) [cm] .....	74
Figura 5.7 – Solução de armadura na parede Pa9 (metade da rigidez) [cm] .....	74

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Coeficientes de importância .....	4
Tabela 2.2 – Valores básicos do factor de comportamento, $q_0$ .....	6
Tabela 2.3 – Disposições relativas à armadura longitudinal em vigas presentes no EC2 e no EC8.....	10
Tabela 2.4 – Disposições relativas à armadura transversal em vigas presentes no EC2 e no EC8.....	10
Tabela 2.5 – Disposições relativas à armadura longitudinal em pilares presentes no EC2 e no EC8.....	12
Tabela 2.6 – Disposições relativas à armadura longitudinal em pilares presentes no EC2 e no EC8.....	13
Tabela 2.7 – Disposições relativas à armadura vertical em paredes presentes no EC2 e no EC8.....	15
Tabela 2.8 – Disposições relativas à armadura horizontal e transversal em paredes presentes no EC2 e no EC8.....	17
Tabela 2.9 – Tipos de terreno de fundação.....	18
Tabela 2.10 – Valores da aceleração máxima nominal no terreno de fundação do tipo A .....	20
Tabela 2.11 – Valores da aceleração máxima nominal no terreno de fundação do tipo A .....	20
Tabela 2.12 – Valores da aceleração máxima nominal no terreno de fundação do tipo A .....	20
Tabela 4.1 – Secções dos elementos consideradas .....	43
Tabela 4.2 – Acções verticais consideradas .....	44
Tabela 4.3 – Valores característicos das sobrecargas a considerar em edifícios hospitalares.....	44
Tabela 4.4 – Quantificação da acção do vento .....	45
Tabela 4.5 – Combinações de acções .....	47
Tabela 4.6 – Modos de vibração .....	48
Tabela 4.7 – Esforços para dimensionamento dos pilares P1 .....	51
Tabela 4.8 – Esforços para dimensionamento dos pilares P2 <sub>inf</sub> .....	51
Tabela 4.9 – Esforços para dimensionamento dos pilares P2 <sub>sup</sub> .....	52
Tabela 4.10 – Esforços para dimensionamento dos pilares P3 <sub>inf</sub> .....	52
Tabela 4.11 – Esforços para dimensionamento dos pilares P3 <sub>sup</sub> .....	52

Tabela 4.12 – Modos de vibração.....	60
Tabela 5.1 – Comparação entre esforços obtidos na base das paredes .....	71
Tabela 5.2 – Comparação entre o corte basal nos pilares, paredes e total .....	71
Tabela 5.3 – Comparação entre as armaduras .....	72
Tabela 5.4 – Comparação entre deslocamentos .....	73
Tabela 5.5 – Comparação entre derivas.....	73
Tabela 5.6 – Comparação entre derivas.....	74

## SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

RSA – regulamento de segurança e acções

REBAP – regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado

EC2 – eurocódigo 2

EC8 – eurocódigo 8

ET 05/2007 – especificações técnicas para o comportamento sísmo-resistente de edifícios hospitalares

ACSS – administração central do sistema de saúde

ELU – estado limite último

ELD – estado de limitação de danos

$\gamma_I$  – coeficiente de importância

$q$  – coeficiente de comportamento

$d_r$  – deriva entre pisos

DCL – ductility class low (classe de ductilidade baixa)

DCM – ductility class medium (classe de ductilidade média)

DCH – ductility class high (classe de ductilidade alta)

PP – peso próprio

RCP – restantes cargas permanentes

SOB – sobrecargas

$V_x, V_y$  – acção do vento na direcção x e y

$E$  – módulo de elasticidade [GPa]

$N_{Ed}, V_{Ed}, M_{Ed}$  – esforço axial, esforço transversal e momento flector de cálculo, respectivamente

$v$  – esforço axial reduzido

$A_c$  – área da secção de betão

$f_{yd}$  – resistência do aço de cálculo

$\rho$  – percentagem de armadura

$A_{s,max}$  – área máxima da armadura longitudinal

$A_{s,min}$  – área mínima da armadura longitudinal

$A'_s$  – área da armadura de compressão

$A_s$  – área da armadura de tracção



### 1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os sismos são fenómenos naturais com uma ocorrência difícil de prever e que, no caso de os edifícios não estarem preparados para este tipo de eventos, podem causar danos elevados a nível humano e material. A regulamentação em vigor em Portugal já prevê este tipo de fenómenos mas, com a introdução dos Eurocódigos no nosso país, serão criadas novas regras para a concepção de edifícios sísmo-resistentes.

Os edifícios hospitalares são equipamentos que necessitam de uma concepção mais cuidada do que os edifícios correntes devido à especificidade das funções que desempenham. A dependência entre os espaços, os sistemas e instalações que é necessário incorporar, as taxas de ocupação a que estão sujeitos e a sua importância social face à ocorrência de fenómenos de elevado nível de gravidade tornam a concepção deste tipo de edifícios num trabalho conjunto entre as diversas especialidades.

É então natural que as regras existentes para a concepção deste tipo de edifícios sejam mais restritivas do que para edifícios correntes, já que a utilização dos edifícios hospitalares em condições normais e, mais ainda, em situações de emergência requer a operacionalidade de todas as estruturas, sistemas e equipamentos nele existentes. A estrutura do edifício desempenha, então, um papel preponderante na manutenção da usabilidade do edifício hospitalar, sendo o seu uso condicionado pela resposta da estrutura às diversas situações a que este poderá estar sujeito.

O facto de Portugal se encontrar numa zona sísmica activa, especialmente as regiões Centro e Sul do País, faz com que a questão da concepção, ou reforço, de estruturas capazes de resistir a sismos seja frequentemente objecto de estudo na área da Engenharia Civil. O produto de alguns desses estudos têm sido normas que complementam a regulamentação em vigor (RSA e REBAP) e as que estão pres-tes a entrar em vigor (Eurocódigos), que definem parâmetros e metodologias de análise mais rigorosos de forma a que os edifícios hospitalares tenham um bom comportamento no caso da ocorrência de um sismo.

## **1.2. OBJECTIVOS**

A entrada em vigor dos Eurocódigos determinará algumas diferenças na concepção, análise e dimensionamento de estruturas.

No que se refere a estruturas sismo-resistentes as novas disposições normativas introduzidas pelo Eurocódigo 8 (EC8) são ainda maiores face à regulamentação em vigor, já que este define novas formas de abordar os efeitos da acção sísmica. Ainda assim, devido à abrangência do documento ficam omissos alguns aspectos relativos à concepção de edifícios de maior especificidade, como é o caso dos edifícios hospitalares. Como forma de contornar esse problema foram criadas um conjunto de normas nacionais onde são referidos os aspectos específicos deste tipo de edifícios.

O presente trabalho irá incidir na aplicação dos requisitos presentes no EC8 e nas especificações técnicas para o comportamento sismo-resistente de edifícios hospitalares (ET 05/2007). Importa referir que as ET 05/2007 fazem parte de um conjunto de normas publicadas pela Administração Central do Sistema de Saúde (ACSS) que definem as regras a seguir desde a concepção do espaço físico dos hospitais e estruturas de apoio ao funcionamento, até à utilização do espaço e dos equipamentos neles instalados.

O objectivo deste trabalho consiste na avaliação de algumas das regras mais relevantes para a concepção e projecto de edifícios hospitalares presentes no EC8 e nas ET 05/2007, sendo feita uma abordagem teórica a aspectos importantes, como por exemplo a modelação e métodos de análise estrutural.

Outro aspecto sobre o qual se reflectirá tem a ver com a indicação presente no EC8 acerca da redução da rigidez dos elementos estruturais na análise da estrutura para Estado Limite Último (ELU) e Estado de Limitação de Danos (ELD). A mesma referência é feita pelas ET 05/2007, embora especificando uma redução de 50% na rigidez dos elementos de betão armado, à flexão e ao corte, de forma a prever os efeitos da fendilhação. No entanto, essa redução pode conduzir a esforços inferiores aos estimados considerando a rigidez total dos elementos. Sendo certo que os fenómenos de fendilhação acontecem e que a rigidez da estrutura diminui ao longo do tempo, se essa redução da rigidez real não for de 50% os efeitos das acções sísmicas podem ser estimados por defeito.

Como forma de avaliar a influência dessa redução recorre-se a um estudo de caso onde se aplicam as metodologias e verificações expressas nos regulamentos referidos anteriormente e a partir do qual se faz uma análise da estrutura com a rigidez correspondente ao estado não fendilhado e com a redução referida.

O trabalho é constituído por 5 capítulos, sendo o primeiro uma breve introdução. No segundo capítulo são indicadas as disposições regulamentares presentes no EC8 e nas ET 05/2007, sendo o terceiro capítulo destinado à abordagem das metodologias de modelação e análise estrutural expressas nas referidas normas. O quarto capítulo tem como objectivo a aplicação do referido no segundo e terceiro capítulo e apresentar os resultados obtidos. No quinto, e último, capítulo são apresentadas as conclusões tiradas da aplicação do disposto nas normas ao estudo de caso, a partir da comparação dos resultados da análise referida no parágrafo anterior

# ESPECIFICAÇÕES NORMATIVAS PARA A CONCEPÇÃO DE EDIFÍCIOS HOSPITALARES SISMO-RESISTENTES

## 2.1. INTRODUÇÃO

Em Portugal os sismos assumem um papel importante no dimensionamento de edifícios, especialmente nas zonas Centro e Sul do país.

Os regulamentos nacionais, RSA e REBAP, já previam este tipo de acções, sendo que o EC8 vem colmatar algumas omissões presentes nos regulamentos em vigor.

No presente capítulo pretende-se identificar as disposições presentes no EC8 para a concepção de edifícios sismo-resistentes. Também se refere a forma de quantificar a acção sísmica presente no EC8, seguindo-se as especificações presentes nas ET 05/2007, da ACSS, para a concepção de edifícios hospitalares resistentes a sismos.

## 2.2. REGRAS INDICADAS NO EC8 PARA A CONCEPÇÃO DE ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES

### 2.2.1. PRINCÍPIOS BÁSICOS

A concepção de edifícios onde as acções horizontais desempenham um papel preponderante deve obedecer a um conjunto de critérios de forma a otimizar o seu desempenho face a esse tipo de acções.

Os critérios definidos no EC8 que conduzem a um desempenho satisfatório, e economicamente aceitável, face a acções sísmicas são:

- simplicidade estrutural;
- uniformidade, simetria e redundância;
- resistência e rigidez nas duas direcções principais;
- resistência e rigidez à torção;
- acção de diafragma ao nível dos pisos;
- fundações adequadas.

### 2.2.2. COEFICIENTES DE IMPORTÂNCIA

A necessidade de garantir a operacionalidade de certos tipos de edifícios, conforme a sua importância social na eventualidade de ocorrência de eventos sísmicos, levou à definição de coeficientes de importância,  $\gamma_I$ . Estes coeficientes têm como função majorar ou minorar os valores da aceleração máxima nominal no terreno de fundação do tipo A,  $a_g$ , usados na quantificação da acção sísmica.

Na tabela seguinte apresentam-se as classes de importância bem como os respectivos valores de  $\gamma_I$  indicados no EC8.

Classe de Importância	Edifícios	$\gamma_I$
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública	0,8
II	Edifícios correntes	1,0
III	Edifícios em que as consequências do colapso, face a eventos sísmicos, devem ser mínimas	1,2
IV	Edifícios cuja integridade durante e após um sismo é vital para a protecção civil	1,4

**Tabela 2.1** – Coeficientes de importância

O tipo de edifícios em estudo no presente trabalho, edifícios hospitalares, enquadram-se na classe de importância IV. As ET 05/2007 apresentam já os valores de  $a_g$  afectados do respectivo coeficiente de importância para edifícios hospitalares, 1,4, valores com os quais se definem os espectros de resposta de cálculo para verificação do estados de limitação de danos e para dimensionamento ao estados limite último.

### 2.2.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

#### 2.2.3.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

As prescrições presentes no EC8 referem que o não colapso da estrutura face a acções sísmicas está garantido se forem cumpridas as indicações relativas à resistência, ductilidade, equilíbrio, estabilidade das fundações e juntas sísmicas.

A resistência e a capacidade de dissipar a energia proveniente do sismo a conceder à estrutura deve ser tal que permita explorar a resposta em regime não-linear sem se dar o seu colapso. Esse balanço entre resistência e capacidade de dissipar energia é quantificado através do coeficiente de comportamento  $q$ .

É também necessário garantir que, face a fenómenos sísmicos, a estrutura não tombe nem deslize.

Deve ser verificado se as fundações e o solo de fundação são capazes de resistir às solicitações da super-estrutura sem haver grandes deformações permanentes.

Os efeitos de segunda ordem devem ser tidos em conta e é necessário garantir que os elementos não-estruturais não apresentam risco para as pessoas nem que condicionem a resposta da estrutura face a um sismo.

É também necessário controlar as deformações em estado limite último quando existirem edifícios contíguos de forma a estes não chocarem.

Nos edifícios hospitalares, devido à importância das diversas redes de distribuição e instalações e devido à perigosidade de algumas substâncias que nelas circulam as ET 05/2007 definem derivas máximas entre pisos de forma a garantir o funcionamento em caso de sismo. O valor limite superior da deriva entre pisos é de 1,5%.

#### 2.2.3.2. ESTADO DE LIMITAÇÃO DE DANOS

Nos edifícios que desempenham um papel social importante ou que contenham equipamentos sensíveis o EC8 impõe restrições à deriva (drift) entre pisos, dependendo esse valor da existência, ou não, de elementos não-estruturais dúcteis ou frágeis acoplados à estrutura e da classe de importância do edifício em questão.

A condição que garante o cumprimento desta cláusula para o edifício em estudo no capítulo 4 é dada pela seguinte equação:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad (2.1)$$

Sendo  $d_r$  o valor da deriva entre pisos,  $v$  igual a 0,4 por o edifício pertencer à classe de importância IV e  $h$  a altura do piso. Esta condição é utilizada para edifícios com elementos não-estruturais frágeis acoplados.

A limitação deriva entre pisos nos edifícios hospitalares está também condicionada pela condição de manutenção da operacionalidade das diversas instalações e equipamentos. O valor limite é de 0,5% para a generalidade das instalações, podendo ser necessário realizar outras verificações caso sejam instalados equipamentos sensíveis.

#### 2.2.4. SISTEMAS ESTRUTURAIS E FACTORES DE COMPORTAMENTO EM EDIFÍCIOS DE BETÃO

De forma a considerar os mecanismos de dissipação de energia aquando da formação de rótulas plásticas durante um evento sísmico, o EC8 define factores de comportamento,  $q$ , que têm em conta a capacidade que a estrutura tem para dissipar essa energia. Estes coeficientes permitem assim a concepção de estruturas capazes de explorar as capacidades dissipativas dos materiais em regime não-linear recorrendo a análises lineares elásticas.

Para a determinação desses factores de comportamento o EC8 define um conjunto de sistemas estruturais aos quais atribui um valor básico do coeficiente de comportamento,  $q_0$ . Estes sistemas estruturais são os seguintes:

- pórtico – sistema estrutural cuja resistência a acções verticais e horizontais é maioritariamente dada por pórticos espaciais;

- sistema misto pórtico-parede – sistema estrutural em que os pórticos espaciais resistem essencialmente às acções verticais e as paredes às acções horizontais;
- sistema de paredes dúcteis – sistema estrutural em que as acções verticais e horizontais são essencialmente suportadas por paredes, acopladas ou não;
- sistema de paredes levemente armadas – sistema de paredes que pela dimensão da sua secção têm uma rigidez que dificulta a formação de rótulas na base;
- sistema de pêndulo invertido – sistema estrutural em que pelo menos 50% da massa total do edifício se encontra no terço superior da altura ou em que os mecanismos de dissipação de energia se encontram concentrados na base;
- sistema de rigidez concentrada – sistema estrutural de paredes ou misto pórtico-parede em que não é mobilizada rigidez de torção suficiente.

Os valores básicos do factor de comportamento,  $q_0$ , para sistemas regulares em altura estão indicados na tabela seguinte.

Sistema Estrutural	DCM	DCH
Pórticos, sistemas mistos e sistemas de paredes acopladas	$3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Sistemas de paredes desacopladas	3,0	$4,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Sistemas de rigidez concentrada	2,0	3,0
Sistemas de pêndulo invertido	1,5	2,0

**Tabela 2.2** – Valores básicos do factor de comportamento,  $q_0$

A razão  $\alpha_u / \alpha_1$  representa a relação entre o valor pelo qual a força sísmica horizontal de cálculo tem que ser multiplicada para que se forme o mecanismo de colapso da estrutura e o valor pelo qual essa mesma força tem que ser multiplicada para que se atinja pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura. A determinação do valor de  $\alpha_u$  pressupõem a realização de uma análise não-linear estática, contudo o EC8 indica alguns valores de  $\alpha_u / \alpha_1$  para os diversos sistemas estruturais que permite contornar a necessidade dessa análise.

Para o edifício hospitalar em estudo, caracterizado de forma mais detalhada no capítulo 4, foi adoptado um sistema estrutural que se enquadra na classificação de “sistema misto pórtico-parede”. Dado que as paredes se encontram ligadas à estrutura através da laje fungiforme maciça pode considerar-se que as paredes estão acopladas à estrutura. Sendo assim, o valor de  $\alpha_u / \alpha_1$  a utilizar, segundo o EC8, é 1,2.

Este valor representa a capacidade que os elementos estruturais que resistem à acção sísmica têm para a formação de rótulas plásticas, mecanismos através dos quais é possível dissipar muita energia. A formação de rótulas plásticas depende, então, do sistema estrutural e da forma como esses elementos estão ligados à estrutura. No caso em estudo as acções verticais são essencialmente suportadas pelos pilares, o que conduz a esforços axiais relativamente pequenos nas paredes que lhes dá maior capacidade de rotação das secções sem haver rupturas por esmagamento do betão. O facto de as paredes se encontrarem ligadas à estrutura através da laje fungiforme maciça garante a condução dos esforços resultantes da acção sísmica para esses elementos verticais. Pensando em termos de deformações, a ligação parede/laje garante a compatibilização dos deslocamentos das paredes com a restante estrutura.

O factor de comportamento,  $q$ , da estrutura é dado por:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (2.2)$$

Sendo  $k_w$  um factor que tem em conta o modo de ruptura previsível dos elementos que resistem à acção sísmica, e que varia entre 0,5, se o modo de ruptura expectável for por corte, e 1,0, se se espera que a ruptura ocorra por flexão.

Uma crítica que pode ser feita a este modo de avaliação de  $k_w$  resulta do facto de o EC8 considerar no seu cálculo a relação entre a soma das alturas de todas as paredes e a soma das alturas de todas as secções,  $\alpha_0$ . No caso de as paredes terem dimensões semelhantes o seu modo de ruptura expectável será o mesmo, mas no caso de haver paredes com dimensões muito diferentes o valor de  $\alpha_0$  pode indicar uma ruptura previsível por flexão mas poderá haver uma parede que sofra uma ruptura prematura por corte que irá condicionar o comportamento da estrutura. Esta nota tem como objectivo alertar para este facto, podendo o mesmo ser objecto de um estudo mais profundo no futuro.

### 2.2.5. CLASSES DE DUCTILIDADE

Tal como foi referido no ponto anterior o EC8 permite explorar as capacidades plásticas dos materiais de forma a conceber edifícios capazes de dissipar a energia proveniente de sismos à custa da formação de rótulas plásticas.

São então definidas três classes de ductilidade, a baixa (DCL), a média (DCM) e a alta (DCH), que conduzem a estruturas mais rígidas, no caso da concepção para DCL, ou mais flexíveis, no caso da concepção para DCH. A concepção para a DCM resulta em estruturas de flexibilidade intermédia.

O dimensionamento de estruturas de betão armado de baixa ductilidade é efectuado com base no EC2, sendo a sua utilização apenas recomendada em casos de baixa sismicidade. Para estruturas concebidas para média e alta ductilidade aplicam-se aos elementos estruturais, especialmente aqueles que resistem directamente à acção sísmica, as disposições definidas no EC8. A principal diferença entre a concepção de estruturas sismo-resistentes de média e alta ductilidade e a de baixa ductilidade reside no espectro de resposta a utilizar. Para estruturas de baixa ductilidade o espectro de resposta a utilizar na quantificação da acção sísmica é elástico. Nas estruturas concebidas para as classes de ductilidade média e alta é definido um espectro de dimensionamento para análise elástica que têm em conta a formação de rótulas plásticas nos elementos que resistem à acção sísmica. A construção desse espectro incorpora, tal como o referido no ponto anterior, o factor de comportamento  $q$ , que reduz mais ou menos a acção sísmica conforme a maior ou menor capacidade que a estrutura têm de dissipar energia. Sendo assim, quanto maior for a ductilidade da estrutura menor é a acção sísmica de cálculo e mais flexível é a estrutura.

Em trabalhos realizados anteriormente, em especial a tese de mestrado de Carlos Dias (2008) relativa ao dimensionamento de edifícios segundo o EC8, conclui-se que a concepção de estruturas de ductilidade média para níveis de intensidade sísmica moderados é a mais económica. Por essa razão opta-se pelo dimensionamento da estrutura para essa classe de ductilidade.

## 2.2.6. DIMENSIONAMENTO PARA DCM

No ponto anterior foi apresentada a razão para se efectuar o dimensionamento do edifício hospitalar em estudo para a classe de ductilidade média. No presente capítulo serão apresentadas as prescrições indicadas no EC8 para os diversos elementos estruturais nele contemplados de forma a conceber uma estrutura sísmo-resistente para a DCM.

### 2.2.6.1. REQUISITOS DOS MATERIAIS

Os materiais a utilizar nos elementos estruturais que resistem aos sismos têm que ter propriedades mecânicas superiores aos utilizados nos outros elementos estruturais, uma vez que os mesmos vão estar sujeitos a níveis de tensão maiores. O betão utilizado nesses elementos não pode ser de classe inferior a C 16/20 e o aço utilizado nas zonas críticas desses elementos tem que ser nervurado, excepto se for para estribos. Os varões a utilizar têm que ser de média ou alta ductilidade.

### 2.2.6.2. CONCEPÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

O dimensionamento de estruturas sísmo-resistentes para a DCM pressupõem a adopção de um conjunto de regras para a definição que cada elemento estrutural sujeito aos efeitos da acção sísmica de forma a que o comportamento global da estrutura face a um sismo seja próximo do esperado para a classe de ductilidade escolhida.

Nos pontos seguintes pretende-se expor as disposições indicadas no EC8 para a DCM para os elementos estruturais que controlam o comportamento da estrutura face à acção sísmica.

#### 2.2.6.2.1. VIGAS

##### Condicionantes geométricas

De forma a transferir eficientemente os momentos resultantes da acção sísmica de uma viga para um pilar o EC8 indica que a excentricidade do eixo da viga ao eixo do pilar não deve ser maior que  $b_c/4$ , em que  $b_c$  é a maior dimensão transversal do pilar normal ao eixo longitudinal da viga.

É definido também que para se aproveitar o efeito favorável da compressão dos pilares sobre as armaduras horizontais que passam pelo nó, a largura da secção da viga  $b_w$  deve satisfazer a seguinte condição:

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2 \cdot b_c\} \quad (2.3)$$

Em que  $b_w$  é a altura da secção da viga.

##### Efeitos das acções

No dimensionamento de vigas, os valores do esforço axial e dos momentos flectores de cálculo são os obtidos a partir da análise estrutural. Já os esforços transversos de cálculo devem ser obtidos a partir da regra da capacidade resistente, resultando esses valores do equilíbrio da viga sobre a acção das forças verticais a actuar para o caso de carga das forças sísmicas e dos momentos flectores nas extremi-

dades resultantes da formação de rótulas plásticas. O valor dos momentos flectores nas extremidades das vigas,  $M_{i,d}$ , é dado por:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min\left(1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) \quad (2.4)$$

Em que  $\gamma_{Rd}$  é um factor que tem em conta o possível endurecimento do aço (1,0 para a DCM),  $M_{Rb,i}$  é o valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade  $i$  e  $\sum M_{Rc}$  e  $\sum M_{Rb}$  são a soma dos valores dos momentos resistentes de cálculo dos pilares e das vigas concorrentes no nó.

Os valores de cálculo do esforço transverso nas vigas são obtidos por equilíbrio dos momentos  $M_{i,d}$  nas extremidades com as acções verticais nas combinações relativas à acção sísmica.

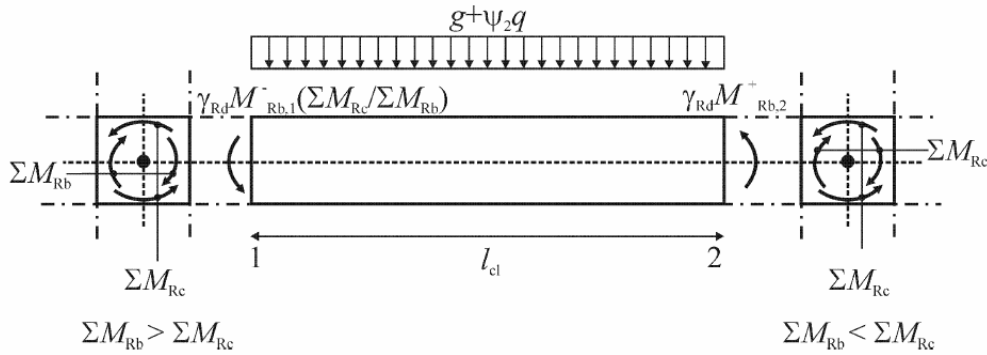


Figura 2.1 – Esquema para determinação do esforço transverso em vigas

Os valores do esforço transverso calculados para as combinações relativas à acção sísmica, determinados pelo método indicado anteriormente, devem ser comparados com os valores de cálculo obtidos pela análise estrutural nas restantes combinações, adoptando-se o maior dos valores.

### Verificações para estado limite último

As regras definidas no EC8 e no EC2 relativas às armaduras longitudinais e transversais mínimas e máximas a colocar em vigas para a DCM são apresentadas nas tabelas seguintes.

Parâmetro	Expressão
$l_{cr}$	$h_w$ <span style="float: right;">(2.5)</span>
Armadura máxima de tracção	$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$ <span style="float: right;">(2.6)</span>
	$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\varphi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ <span style="float: right;">(2.7)</span>
Armadura máxima de compressão	$\frac{A'_s}{A_s} \geq 0,5$ <span style="float: right;">(2.8)</span>

Parâmetro	Expressão
Armadura mínima de tração	$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d; 0,13 \cdot b_t \cdot d \right\} \quad (2.9)$
	$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (2.10)$
Armadura mínima na face inferior	$A_{s,min}^{inf} \geq \frac{A_{s,max}^{inf}}{4} \quad (2.11)$

**Tabela 2.3** – Disposições relativas à armadura longitudinal em vigas presentes no EC2 e no EC8

Em que:

$l_{cr}$  é o comprimento da zona crítica;

$h_w$  é a altura da viga [mm].

Parâmetro	Expressão
Diâmetro mínimo dos estribos (zona crítica)	$d_{bw} \geq 6mm \quad (2.12)$
Espaçamento máximo dos estribos	$S_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \quad (2.13)$
Espaçamento máximo dos estribos (zona crítica)	$S_{l,max} = \min\{h_w/4; 24 \cdot d_w; 225mm; 8 \cdot d_{bl}\} \quad (2.14)$
Posição do primeiro estribo	$S_l \leq 50mm \quad (2.15)$
Valor de cálculo do esforço transversal resistente	$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2.16)$
$V_{Rd,c}$ mínimo	$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (2.17)$
Esforço transversal resistente máximo	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (2.18)$
Esforço transversal resistente	$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (2.19)$
Valor de $\cot \theta$	$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (2.20)$

**Tabela 2.4** – Disposições relativas à armadura transversal em vigas presentes no EC2 e no EC8

Em que:

$d_{bw}$  é o diâmetro dos estribos;

$S_{l,max}$  é o espaçamento máximos;

$S_l$  é a distância do primeiro estribo à face do pilar;

$\alpha$  é a inclinação da armadura de esforço transverso relativamente ao eixo longitudinal da viga;

$d_{bl}$  é o diâmetro mínimo dos varões longitudinais;

$z$  é braço do binário das forças internas (pode ser considerado igual a  $0,9 \cdot d$ );

$\theta$  é a inclinação das escoras relativamente ao eixo longitudinal da viga.

#### 2.2.6.2.2. PILARES

##### Condicionantes geométricas

Segundo o EC8, as secções transversais dos pilares de uma estrutura concebida para a DCM têm que ter dimensões superiores a 1/10 da maior distância entre o ponto de inflexão e os extremos do pilar.

##### Efeitos das acções

Tal como nas vigas, no dimensionamento de pilares os valores do esforço axial e dos momentos flectores de cálculo são os obtidos a partir da análise estrutural. Já os esforços transversos de cálculo devem ser obtidos a partir da regra da capacidade resistente, resultando esses valores do equilíbrio da viga sobre a acção das forças verticais a actuar para o caso de carga das forças sísmicas e dos momentos flectores nas extremidades resultantes da formação de rótulas plásticas. O valor dos momentos flectores nas extremidades das vigas,  $M_{i,d}$ , é dado por:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (2.21)$$

Em que  $\gamma_{Rd}$  é um factor que tem em conta o possível endurecimento do aço (1,0 para a DCM),  $M_{Rb,i}$  é o valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade  $i$  e  $\sum M_{Rc}$  e  $\sum M_{Rb}$  são a soma dos valores dos momentos resistentes de cálculo dos pilares e das vigas concorrentes no nó.

Os valores de cálculo do esforço transverso nos pilares são obtidos por equilíbrio dos momentos  $M_{i,d}$  nas extremidades com as acções verticais nas combinações relativas à acção sísmica.

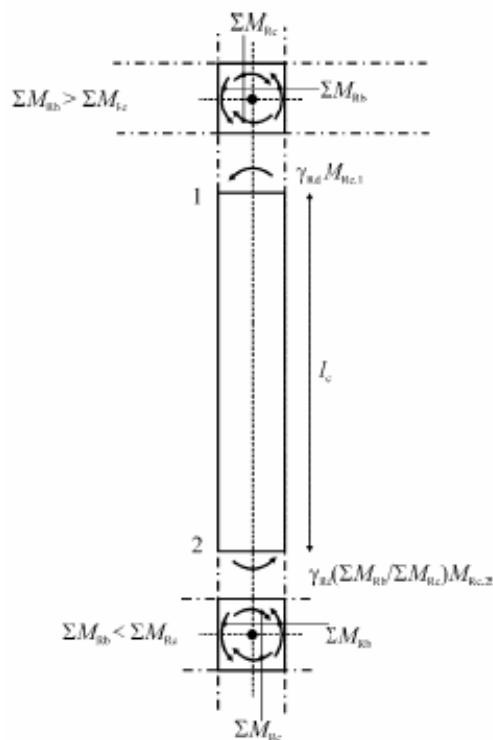


Figura 2.2 – Esquema para determinação do esforço transverso em pilares

Os valores do esforço transverso calculados para as combinações relativas à acção sísmica, determinados pelo método indicado anteriormente, devem ser comparados com os valores de cálculo obtidos pela análise estrutural nas restantes combinações, adoptando-se o maior dos valores.

### Verificações para estado limite último

As disposições indicadas no EC2 e no EC8 relativas às armaduras longitudinais e transversais para a DCM são apresentadas nas tabelas seguintes.

Parâmetro	Expressão
Esforço axial reduzido máximo	$v_d = 0,65$ (2.22)
Armadura longitudinal máxima	$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$ (2.23)
Armadura longitudinal mínima	$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 \cdot A_c \right\}$ (2.24)
	$\rho = 0,01$ (2.25)
Distância máxima entre varões longitudinais	150 mm entre um varão travado e um não travado; 200 mm entre 2 varões cintados (2.26)

Tabela 2.5 – Disposições relativas à armadura longitudinal em pilares presentes no EC2 e no EC8

O valor momento reduzido obtido a partir dos valores de cálculo determinados nas combinações da acção sísmica é limitado ao valor indicado na tabela anterior. Este facto tem a ver com a capacidade que o pilar deve ter para a formação de rótulas plásticas. Caso o pilar tenha um esforço axial elevado a formação destes mecanismos de dissipação de energia fica muito condicionada.

Parâmetro	Expressão	
$l_{cr}$	$\max\left\{h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45\right\}$	(2.27)
Garantia de ductilidade (zona crítica)	$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$	(2.28)
Valor mínimo de $\omega_{wd}$ (zona crítica)	0,08	(2.29)
Diâmetro mínimo das cintas (zona crítica)	6 mm	(2.30)
Espaçamento máximo das cintas	$s = \min\{h_{cm}; 300; 15 \cdot d_{bL}\}$	(2.31)

**Tabela 2.6** – Disposições relativas à armadura longitudinal em pilares presentes no EC2 e no EC8

Em que:

$l_{cl}$  é a altura livre do pilar [m];

$h_c$  é a maior dimensão da secção transversal do pilar [m];

$\alpha$  é o factor de confinamento efectivo;

$\omega_{wd}$  é a percentagem mecânica de armadura de cintagem na zona crítica;

$b_0$  é a largura da zona confinada do pilar;

$b_c$  é a largura total do pilar;

$h_{cm}$  é a menor dimensão transversal do pilar.

### 2.2.6.2.3. PAREDES

#### Condicionantes geométricas

As restrições impostas pelo EC8 em relação às paredes têm a ver com a sua espessura. A espessura mínima imposta pelo regulamento para a DCM é dada pela seguinte expressão:

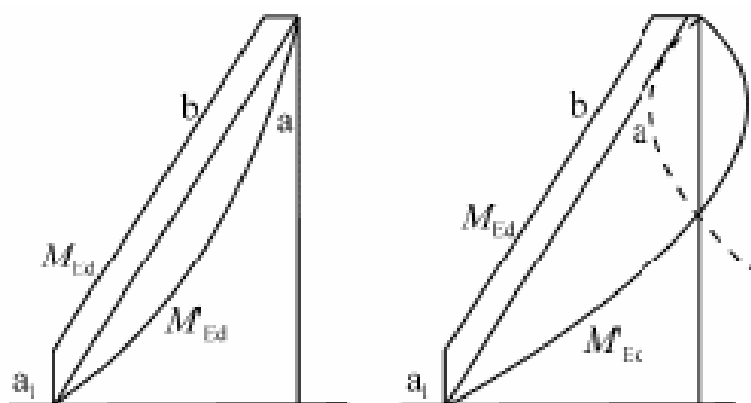
$$b_{w0} \geq \max\{0,15; h_s/4\} \quad (2.32)$$

Em que  $b_{w0}$  é a espessura da parede e  $h_s$  é a altura livre entre lajes.

#### Efeitos das acções

Para a determinação dos efeitos das acções nas paredes o EC8 impõe a construção de diagramas envolventes aos obtidos a partir da análise estrutural face às acções sísmicas. Os diagramas envolventes são definidos devido à incerteza na distribuição de esforços após a formação de mecanismos de dissipação de energia quando se recorre a análises elásticas.

De forma a acautelar as incertezas na distribuição de momentos flectores nos elementos de suporte às acções sísmicas o EC8 propõe a construção do seguinte diagrama envolvente ao diagrama obtido pela análise estrutural.



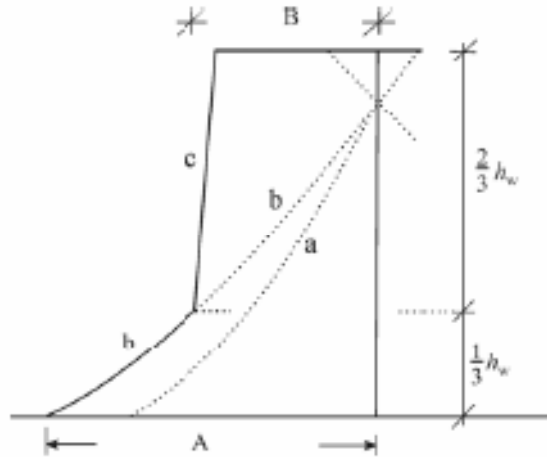
**Figura 2.3** – Esquema para determinação do diagrama de momentos flectores em paredes

Em que  $a$  é o diagrama de momentos flectores determinado a partir da análise estrutural,  $b$  é o diagrama de momentos flectores envolvente e  $a_l$  é a translação da linearização do diagrama de momentos flectores obtido na análise estrutural.

O EC8 não faz referência à determinação de  $a_l$ . Sendo assim, adopta-se  $a_l = d$ , indicação presente no EC2 para a translação do diagrama de momentos flectores em vigas.

Quanto ao esforço transversal, o possível aumento do seu valor após a formação de rótulas plásticas deve ser acautelado. O EC8 indica que essa condição é verificada se o esforço transversal proveniente da análise estrutural for majorado em 50%.

A construção do diagrama envolvente ao esforço transversal majorado proposta pelo EC8 é indicada na figura seguinte. Esta construção é válida para sistemas estruturais mistos do tipo pórtico-parede concebidos para a DCM.



**Figura 2.4** – Esquema para determinação do diagrama de momentos flectores em paredes

Em que  $a$  é o diagrama de esforço transversal proveniente da análise estrutural,  $b$  é o diagrama de esforço transversal majorado,  $c$  é o diagrama de esforço transversal envolvente,  $A$  é o esforço transversal na base da parede e  $B$  é o esforço transversal no topo da parede, que tem que ser maior que metade do esforço transversal na base.

A construção dos diagramas só é necessária na direcção de maior inércia, uma vez que a sua rigidez na outra direcção é muito baixa.

### Verificações para estado limite último

Parâmetro	Expressão	
Máximo esforço axial reduzido $v_d$	0,40	(2.33)
Armadura vertical máxima	$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$	(2.34)
Armadura vertical mínima	$A_{s,min} = 0,002 \cdot A_c$	(2.35)
Armadura vertical mínima (E.E.)	0,005	(2.36)
Armadura vertical mínima (acima da zona crítica)	0,005 se $\varepsilon_c \geq 0,002$	(2.37)
Dist. max. entre 2 varões verticais na alma da parede	$\min\{400\text{mm}; 3 \cdot e_{parede}\}$	(2.38)
Dist. máx. entre 2 varões verticais cintados (zona crítica E.E.)	200mm	(2.39)

**Tabela 2.7** – Disposições relativas à armadura vertical em paredes presentes no EC2 e no EC8

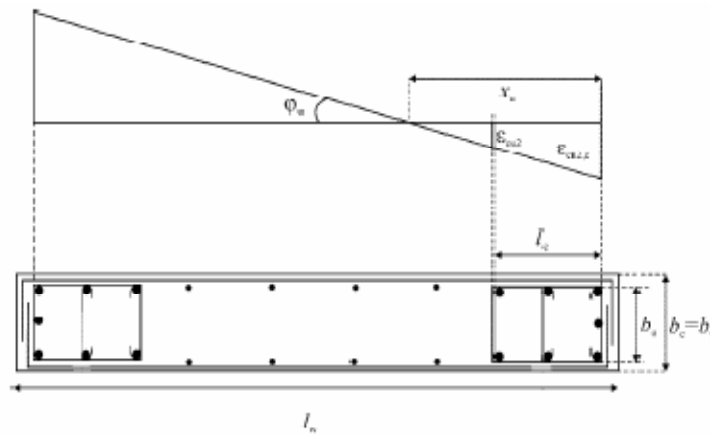
Em que B.E. significa Boundary Elements, ou em português Elementos de Extremidade. Estes elementos de extremidade têm o objectivo de controlar a as elevadas tensões nessas zonas. A definição do comprimento destes elementos,  $l_c$ , é dada pela seguinte equação:

$$l_c = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu,2}}{\varepsilon_{cu,2c}}\right) \quad (2.40)$$

Sendo:

$$\varepsilon_{cu,2c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} \geq 1,5 \quad (2.41)$$

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} \quad (2.42)$$



**Figura 2.5** – Esquema para determinação do comprimento dos elementos de extremidade

O comprimento mínimo dos elementos de extremidade é dado pela seguinte equação:

$$l_c = \min\{0,15 \cdot l_w; 1,5 \cdot b_w\} \quad (2.43)$$

Parâmetro	Expressão	
$l_{cr}$	$max\{l_w; h_w/6\}$	(2.44)
$l_{cr,max}$	$max\{2 \cdot l_w; h_s \text{ se } n \leq 6 \text{ pisos}; 2 \cdot h_s \text{ se } n \geq 7 \text{ pisos}\}$	(2.45)
Espaçamento máximo dos estribos (se $A_{st} \geq 0,02 \cdot A_c$ )	$s = min\{h_{cm}; 300; 15 \cdot d_{bL}\}$	(2.46)
Espaçamento máximo dos estribos (se $A_{st} \geq 0,02 \cdot A_c$ e distância à lage $\leq 4 \cdot b_w$ )	$s = 0,6 \cdot min\{h_{cm}; 300; 15 \cdot d_{bL}\}$	(2.47)
Espaçamento máximo dos estribos (zona crítica dos EE)	$s = min\{h_0/2; 175; 8 \cdot d_{bL}\}$	(2.48)
Número mínimo de estribos	4/m <sup>2</sup> de parede	(2.49)
Garantia de ductilidade (zona crítica dos EE)	$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$	(2.50)
Valor mínimo de $\omega_{wd}$ (zona crítica dos EE)	0,08	(2.51)
Diâmetro mínimo dos estribos (zona crítica dos EE)	6mm	(2.52)
Armadura horizontal mínima	$max\{25\% \cdot A_{sv}; 0,001 \cdot A_c\}$	(2.53)

**Tabela 2.8** – Disposições relativas à armadura horizontal e transversal em paredes presentes no EC2 e no EC8

## 2.3. ACÇÃO SÍSMICA

A quantificação da acção sísmica é uma etapa muito importante para a análise de estruturas sísmo-resistentes. Essa importância reflecte-se no facto de para a sua quantificação ser necessário saber qual o tipo de análise estrutural se fará.

Para edifícios em zonas onde os sismos expectáveis são de baixa intensidade é possível fazer um dimensionamento dos elementos estruturais respeitando apenas o EC2. Como tal, prevê-se que os elementos estruturais que constituem este tipo de estruturas face a eventos sísmicos tenham um comportamento elástico. Sendo assim, o espectro de resposta que caracteriza a acção sísmica deverá ser um espectro elástico.

Nas estruturas em que se pretende que nos elementos estruturais principais se criem mecanismos de dissipação da energia resultante do sismo, os espectros a utilizar deverão ser espectros para análise elástica. Estes espectros introduzem um factor redutor da acção sísmica, o coeficiente de comportamento  $q$ , que incorpora os efeitos das deformações sofridas após a formação de rótulas plásticas.

O EC8 refere também a possibilidade de utilização de representações da acção sísmica a partir de registos temporais da aceleração do solo ou registos de velocidade vs deslocamento. Este tipo de representações pressupõe a utilização de modelos estruturais não-lineares, sendo apenas utilizados em estruturas cujo comportamento seja necessário prever de forma rigorosa.

Nos pontos seguintes referem-se os aspectos indicados no EC8 que conduzem à quantificação dos efeitos da acção sísmica.

### 2.3.1. TIPOS DE SOLO

O tipo de solo sobre o qual vai estar fundado o edifício influencia os efeitos que a acção sísmica tem sobre a estrutura. O EC8 propõe uma classificação dos solos de A a E ao qual são atribuídos valores que têm em conta a resposta da estrutura face ao tipo de solo em que está fundada. Na tabela 2.9 apresentam-se os tipos de solo de fundação de acordo com o seu perfil estratigráfico.

Tipo de solo	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica que inclua no máximo 5 m de material mais fraco à superfície	>800	–	–
B	Depósitos rijos de areia, gravilha ou argila sobreconsolidada, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas em profundidade	360-800	>50	>250
C	Depósitos profundos de areia de densidade média, de gravilha ou de argila de consistência média com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos de solos não coesivos, entre soltos a de média consistência, com ou sem a ocorrência de algumas camadas coesivas brandas, ou de depósitos com solos predominantemente coesivos de fraca e média consistência	<180	<15	<70
E	Perfil de solo consistindo numa camada superficial com valores de $v_s$ característicos de solo tipo C ou D e espessura variando entre 5 e 20 metros, assente sobre uma camada mais rija com valores de $v_s$ superiores a 800 m/s			

Tabela 2.9 – Tipos de terreno de fundação

Em que  $v_{s,30}$  é a velocidade média de propagação das ondas S nos 30 m superficiais do perfil do solo,  $N_{SPT}$  é o número do pancadas do SPT (Standard Penetration Test) e  $c_u$  é a coesão não drenada do solo.

### 2.3.2. ZONAS SÍSMICAS

O zonamento sísmico apresentado no anexo nacional do EC8, e usado nas ET 05/2007, prevê dois tipos de sismos, os sismos afastados e os sismos próximos. Para os sismos afastados o anexo nacional define 5 zonas e para os sismos próximos 3 zonas. Nas figuras seguintes apresentam-se os mapas com o zonamento

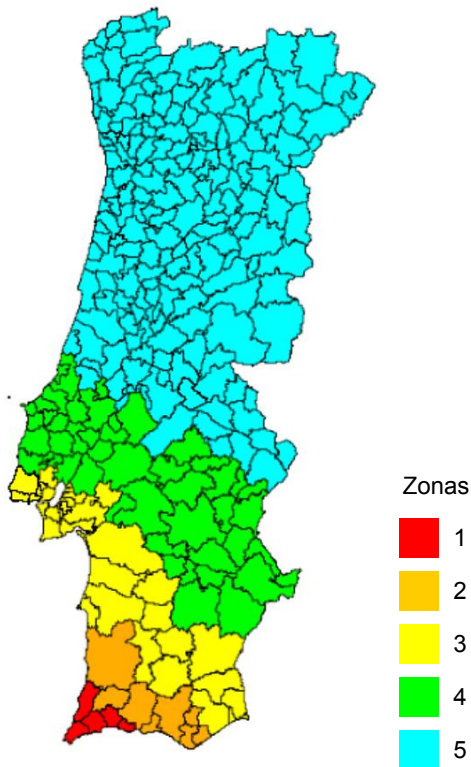


Figura 2.6 – Sismo afastado

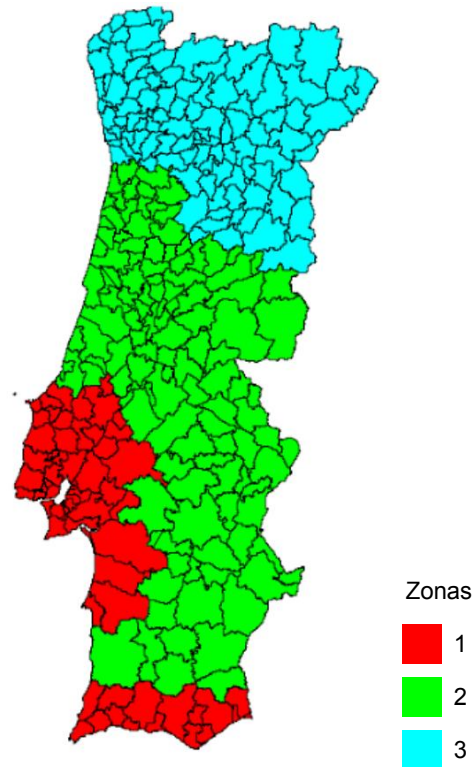


Figura 2.7 – Sismo próximo

O anexo nacional define ainda os valores da aceleração máxima nominal no terreno de fundação do tipo A,  $a_g$ , sendo posteriormente multiplicados pelo coeficiente de importância,  $\gamma_I$ . Os valores apresentados nas ET 05/2007 para  $a_g$  já se encontram afectados pelo coeficiente de importância,  $\gamma_I$ , e incorporam também o aumento do período de vida útil para 100 anos dos edifícios hospitalares na definição da acção correspondente ao requisito de limitação de danos, em oposição aos 50 anos utilizados em edifícios correntes. Nas tabelas seguintes apresentam-se os valores de  $a_g$  bem como dos restantes parâmetros necessários à definição do espectro de resposta para sismos afastados e sismos próximos.

Acção Sísmica		E. L. Utilização (m/s <sup>2</sup> )	E. L. Últimos (m/s <sup>2</sup> )
Acção do Sismo Afastado	Zona 1	1,97	3,5
	Zona 2	1,58	2,8
	Zona 3	1,18	2,1
	Zona 4	0,79	1,4
	Zona 5	0,39	0,7
Acção do Sismo Próximo	Zona 1	1,34	2,38
	Zona 2	0,87	1,54
	Zona 3	0,63	1,12

**Tabela 2.10** – Valores da aceleração máxima nominal no terreno de fundação do tipo A

Variáveis		Tipo de Terreno				
		A	B	C	D	E
S	Zona 1	1,0	1,2	1,3	1,4	1,4
	Zona 2	1,0	1,2	1,4	1,6	1,5
	Zona 3	1,0	1,2	1,5	1,8	1,7
	Zona 4	1,0	1,3	1,6	2,0	1,8
	Zona 5	1,0	1,3	1,6	2,0	1,8
T <sub>B</sub> (s)		0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
T <sub>C</sub> (s)		0,6	0,6	0,6	0,8	0,6
T <sub>D</sub> (s)		2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
η		1,0				

**Tabela 2.11** – Valores da aceleração máxima nominal no terreno de fundação do tipo A

Variáveis		Tipo de Terreno				
		A	B	C	D	E
S	Zona 1	1,0	1,2	1,3	1,4	1,4
	Zona 2	1,0	1,2	1,4	1,6	1,5
	Zona 3	1,0	1,2	1,5	1,8	1,7
T <sub>B</sub> (s)		0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
T <sub>C</sub> (s)		0,6	0,6	0,6	0,8	0,6
T <sub>D</sub> (s)		2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
η		1,0				

**Tabela 2.12** – Valores da aceleração máxima nominal no terreno de fundação do tipo A

### 2.3.3. REPRESENTAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

O tipo de análise estrutural mais utilizado na determinação dos efeitos da acção sísmica é a análise modal. Neste tipo de análise estrutural, do qual se apresenta a descrição detalhada no capítulo 3, pretende-se reduzir um sistema de  $n$  graus de liberdade a  $n$  sistemas de 1 grau de liberdade. Sendo assim, é possível determinar a resposta da estrutura global como a combinação desses  $n$  sistemas.

Um espectro de resposta é uma representação da resposta máxima de todos os sistemas de 1 grau de liberdade possíveis face a uma solicitação. A abcissa do espectro é o período de vibração natural (ou frequência) a que correspondem valores da resposta máxima, valores esses que podem ser expressos em deslocamentos, velocidades ou acelerações.

A construção do espectro de resposta é realizada a partir da resposta de vários tipos de estruturas de 1 grau de liberdade e para diferentes valores de amortecimento face aos tipos de sismos que se espera que possam haver em cada zona. A resposta da pode ser determinada a partir de métodos de integração numéricos.

Sendo assim, recorrendo à análise modal é possível determinar a resposta global da estrutura a partir da sobreposição dos vários sistemas de 1 grau de liberdade, dos quais se determinou a resposta máxima a partir do espectro de resposta.

#### 2.3.3.1. ESPECTROS DE RESPOSTA ELÁSTICOS

Os espectros de resposta elásticos,  $S_e(T)$ , usados na determinação dos efeitos da acção sísmica em estruturas que pertençam à DCL, são definidos através das seguintes funções:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.54)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.55)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (2.56)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (2.57)$$

Em que:

$T$  é o período de vibração de um sistema linear de 1 grau de liberdade;

$a_g$  é a aceleração de cálculo num solo do tipo A ( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ );

$T_B$  é o limite inferior do período cuja aceleração espectral é constante;

$T_C$  é o limite superior do período cuja aceleração espectral é constante;

$T_D$  é o valor do período a partir do qual a resposta da estrutura se traduz por deslocamentos constantes;

$S$  é o factor correspondente ao tipo de solo;

$\eta$  é o factor de correcção do amortecimento, sendo igual a 1 para um amortecimento de 5%.

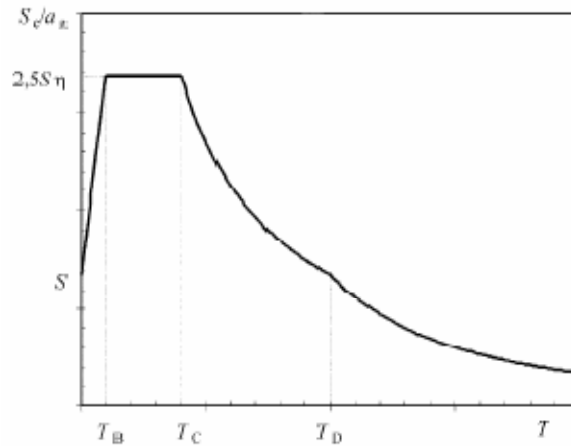


Figura 2.8 – Forma do espectro de resposta

### 2.3.3.2. ESPECTROS DE RESPOSTA PARA ANÁLISE ELÁSTICA

Os espectros de resposta para análise elástica  $S_d(T)$  são usados na quantificação da acção sísmica quando se pretende fazer uma análise elástica mas que tenha em conta os mecanismos de dissipação de energia devido à exploração das propriedades não-lineares dos materiais. Esses mecanismos, tal como o referido anteriormente, são tidos em conta através do coeficiente de comportamento,  $q$ , que reduz a intensidade da acção de cálculo quanto maior for a capacidade da estrutura se deformar em regime plástico sem haver colapso global ou local da estrutura.

As funções que definem os espectros de resposta de cálculo são as seguintes:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.58)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.59)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.60)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.61)$$

Em que:

$T$ ,  $a_g$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  são parâmetros iguais aos definidos no ponto anterior;

$q$  é o factor de comportamento da estrutura;

$\beta$  é o factor que dá o valor mínimo do espectro horizontal de cálculo, e é igual a 0,2.

A forma do espectro de resposta é semelhante à apresentada no ponto anterior.

### 2.3.4. REPRESENTAÇÕES ALTERNATIVAS DA ACÇÃO SÍSMICA

O EC8 permite também a utilização de outras representações da acção sísmica. Sendo assim, a acção sísmica pode ser definida através de registos temporais, de velocidade ou aceleração, em ambas as direcções horizontais e na direcção vertical. Esses registos podem ser acelerogramas gerados de forma a coincidir com o espectro de resposta elástico ou acelerogramas obtidos a partir de sismos reais ou a partir de modelos físicos. É referida também a modelação espacial da acção sísmica, utilizada quando não se pode assumir que todos os pontos de apoio são excitados da mesma forma.

Estas representações são úteis quando se pretende realizar análises não-linear, já que é possível obter a resposta da estrutura por integração das equações diferenciais que caracterizam o seu movimento face às solicitações impostas.

### 2.3.5. COMBINAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA COM OUTRAS ACÇÕES

A intensidade da acção sísmica está relacionada com as frequências de vibração naturais da estrutura, que dependem da massa e da rigidez. Por este facto o EC8 incorpora um factor  $\varphi$  na determinação do coeficiente de combinação para as acções variáveis  $\psi_{2,i}$  de forma a modelar a intensidade das acções variáveis aquando da ocorrência de um sismo.

Sendo assim, o coeficiente de combinação das acções variáveis com a acção sísmica é dado por:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (2.62)$$

$\varphi$  é um factor que depende da ocupação do edifício, sendo 0,8 para pisos cuja utilização esteja relacionada e 0,5 para pisos de utilização independente. Nas normas hospitalares este valor é igual a 1,0.

A combinação das acções globais impostas à estrutura é dada por:

$$\sum G_{k,j} + E_{E,d} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.63)$$

Em que:

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

$E_{E,d}$  é o valor de cálculo da acção sísmica;

$Q_{k,i}$  é o valor característico da acção variável i.

O EC8 indica também que as componentes horizontais da acção sísmica devem ser combinados quando o modelo de análise estrutural é tridimensional. As duas combinações das componentes da acção sísmica são:

$$E_{E,dx} + 0,30 \cdot E_{E,dy} \quad (2.64)$$

$$0,30 \cdot E_{E,dx} + E_{E,dy} \quad (2.65)$$

Em que  $E_{E,dx}$  e  $E_{E,dy}$  representam os efeitos da acção sísmica na direcção definida como  $x$  e como  $y$ , respectivamente.

Em estado de limitação de danos a combinação da acção sísmica com as restantes acções é dada pela expressão:

$$\sum G_{k,j} + E_{E,d} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.66)$$

Sendo que neste caso  $E_{E,d}$  é o valor do efeito da acção sísmica dado pelo espectro de resposta determinado para um valor da aceleração nominal do terreno de fundação de serviço.

## 2.4. REGRAS ESPECÍFICAS PARA A CONCEPÇÃO DE EDIFÍCIOS HOSPITALARES SEGUNDO AS ET 05/2007

Tal como referido anteriormente, de forma a colmatar algumas omissões e a impor regras mais restritivas para a concepção de edifícios hospitalares foram criadas um conjunto de normas que abrangem todos os aspectos relativos aos edifícios hospitalares. Desse conjunto destacam-se as ET 05/2007, que regem a concepção de edifícios hospitalares sísmo-resistentes. Uma vez que este texto é também para ser utilizado em conjunto com o REBAP e com o RSA nele estão presentes algumas disposições já referidas no EC8 para a concepção de edifícios sísmo-resistentes. No presente ponto pretende-se fazer referência aos aspectos mais importantes indicados no referido texto.

Os aspectos mais importantes referidos nas normas hospitalares têm a ver com a modelação e análise da estrutura. As ET 05/2007 referem que a rigidez de flexão e de corte devem ser reduzidos em 50% para atender aos efeitos da fendilhação. É também referido que nos modelos em estado limite último os painéis de alvenaria não devem ser considerados, devendo-se no entanto verificar o seu efeito sobre os pilares adjacentes. Em estado de limitação de danos o acréscimo de rigidez dos painéis de alvenaria pode ser considerado.

São ainda impostas restrições quanto à modelação da estrutura, devendo todos os modelos de análise ser tridimensionais. As análises estáticas lineares não podem ser utilizadas, deixando ao projectista a escolha entre a análise dinâmica linear, a análise estática não-linear e a análise dinâmica não-linear.

A acção sísmica é também definida neste texto, sendo o modelo utilizado semelhante ao indicado no EC8, e tendo sido os parâmetros definidos de forma a incorporar o coeficiente de importância, definido no EC8, e o aumento do período de vida útil da estrutura face a edifícios correntes de 50 para 100 anos.

Dada a importância das instalações e equipamentos presentes neste tipo de edifícios também são apresentados parâmetros que limitem os seus danos, quer em estado limite último quer em estado de limitação de danos. Esses parâmetros estão relacionados com a limitação da deriva entre pisos onde passem tubagens e instalações vitais ao funcionamento do edifício e com a limitação das acelerações dos pisos onde existam equipamentos sensíveis.



### **3.1. INTRODUÇÃO**

A modelação das estruturas é uma componente importante no dimensionamento das estruturas, pois é a partir dela que se quantificam os efeitos das acções nos elementos estruturais. É também necessário ter em conta qual o método de análise que se quer utilizar, já que diferentes métodos requerem modelos diferentes.

Actualmente, os softwares de cálculo existentes permitem a quantificação dos efeitos das acções de forma rápida, o que permite a utilização de modelos mais complexos e que podem conduzir a resultados mais próximos da realidade. É importante referir que os softwares fazem aquilo para que estão programados, daí que é necessário ter o domínio completo dos modelos que se usam e ter conhecimento das metodologias de cálculo adoptadas pelo programa. O recurso a modelos complexos sem o domínio da sua utilização e aplicabilidade conduz a resultados pouco fiáveis, uma vez que não é possível fazer uma crítica aos dados obtidos.

No presente capítulo pretende-se discutir quais os métodos de análise mais adequados ao caso em estudo e qual a modelação global da estrutura, e dos vários elementos que a compõem, que melhor se ajusta ao método de análise escolhido.

### **3.2. MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL**

A escolha de um método de análise estrutural é um paço importante no dimensionamento das estruturas, já que cada método pede uma modelação da estrutura diferente.

O EC8 permite a utilização de diversos métodos de análise conforme a complexidade, regularidade (em planta e em altura) e importância da estrutura em causa.

Para o tipo de edifícios em estudo, edifícios hospitalares, as normas que regem a sua concepção face a fenómenos sísmicos impedem a utilização do método de análise mais simples indicado no EC8, o método das forças laterais. Sendo assim, os tipos de análise passíveis de serem utilizados em edifícios hospitalares são a análise modal (método de análise dinâmica linear), a análise pushover (método de

análise estática não-linear) e a análise não-linear, baseada em registos temporais de uma das grandezas que caracterizam os sismos.

Os métodos de análise não-lineares são aqueles que melhor prevêm o comportamento da estrutura face à ocorrência de um sismo, mas requerem uma modelação das propriedades mecânicas dos materiais mais complexa, podendo também incluir-se no modelo a não-linearidade geométrica da estrutura devido aos efeitos P- $\Delta$ .

Opta-se então pela utilização do método de análise dinâmica linear, a análise modal. Este método tem a vantagem de requerer um modelo simples e, através dos coeficientes de comportamento indicados no EC8, permitir a consideração indirecta do comportamento não-linear dos materiais. A desvantagem deste método resulta de a rigidez dos elementos ser considerada constante. Os regulamentos tentam contornar este facto obrigando a redução da rigidez dos elementos estruturais, que poderá conduzir a uma má estimativa dos efeitos. Este assunto será abordado mais profundamente no ponto relativo à modelação da estrutura e será discutido no capítulo 4 através de um caso de estudo.

De seguida apresenta-se uma descrição sucinta dos métodos de análise indicados no EC8, dando especial atenção à análise modal.

### 3.2.1. MÉTODO DAS FORÇAS LATERAIS

O método das forças laterais consiste numa análise estática linear da estrutura. É um método simples mas a sua utilização é restringida a estruturas cuja resposta seja maioritariamente condicionada pelo primeiro modo de vibração, condição que o EC8 garante ser cumprida se o período de vibração do primeiro modo de vibração da estrutura for menor que 2,0 s ou que  $4 \cdot T_c$  e se for cumprido o critério de regularidade em altura.

Este método consiste na determinação das forças de corte na base (corte basal) devido à acção sísmica, sendo essas forças equilibradas por forças ao nível dos pisos, de intensidade crescente em altura, que representam as forças de inércia desenvolvidas pelo sismo. O passo seguinte consiste na determinação dos esforços em cada elemento recorrendo aos diversos métodos existentes para o efeito.

A metodologia de cálculo proposta pelo EC8 passa pela determinação do corte basal,  $F_b$ , devido à acção sísmica através da expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.1)$$

Em que:

$S_d(T_1)$  é o valor da ordenada no espectro de cálculo para o período  $T_1$ ;

$T_1$  é o período de vibração fundamental na direcção considerada;

$m$  é a massa total da estrutura acima da fundação;

$\lambda$  é um factor de correcção que tem em conta o facto de, para edifícios até três pisos e com graus de liberdade de translação em cada direcção horizontal, a massa modal efectiva ser em média 15% inferior à massa total do edifício.

O período de vibração fundamental da estrutura pode ser calculado recorrendo a vários métodos, como por exemplo ao método de Rayleigh. O EC8 apresenta também uma forma de calcular esse período de

forma simplificada recorrendo a uma expressão que relaciona o tipo de estrutura com a altura do edifício.

A distribuição das forças sísmicas horizontais, aplicadas a cada direcção em análise ao nível de cada piso, pode ser feita a partir das coordenadas modais de cada piso no modo de vibração fundamental, obtidas pelo método de Reyleigh, ou assumindo uma distribuição linear dos deslocamentos horizontais de cada piso.

As equações que permitem determinar a força a actuar ao nível de cada piso são:

- usando as coordenadas modais:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (3.2)$$

Em que:

$F_i$  é a força horizontal a actuar ao nível do piso  $i$ ;

$F_b$  é o corte basal devido à acção sísmica determinado na expressão (3.1);

$s_i, s_j$  são os deslocamentos dos pisos correspondentes às massas  $m_i$  e  $m_j$  no modo fundamental;

$m_i, m_j$  são as massas dos pisos determinadas de acordo com a combinação da acção sísmica com as restantes acções aplicadas à estrutura.

- assumindo uma distribuição linear dos deslocamentos em altura:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (3.3)$$

Em que:

$z_i, z_j$  são as cotas dos pisos correspondentes às massas  $m_i$  e  $m_j$ .

### 3.2.2. ANÁLISE MODAL

A análise modal tem como objectivo a determinação dos efeitos da acção sísmica sobre a estrutura através da sobreposição dos seus efeitos sobre cada modo de vibração. Sendo assim, o sistema de  $n$  equações diferenciais de 2ª ordem (uma para cada grau de liberdade) a  $n$  incógnitas que traduzem a resposta global da estrutura é transformado em  $n$  equações diferenciais de 2ª ordem com uma incógnita cada. Essas  $n$  equações traduzem a resposta de cada modo de vibração, sendo posteriormente necessário sobrepor os vários modos de forma a obter-se a resposta global da estrutura.

O primeiro passo para a aplicação deste método consiste na determinação das frequências de vibração naturais da estrutura e dos respectivos modos de vibração. A vibração natural da estrutura consiste na sua resposta em vibração livre quando o seu amortecimento é nulo. Sendo assim, a equação que traduz essa resposta é:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{0\} \quad (3.4)$$

Sendo as soluções do sistema anterior do tipo:

$$u_i = a_i \cdot \sin(\omega \cdot t - \alpha) \quad (3.5)$$

Factorizando  $\sin(\omega \cdot t - \alpha)$  obtém-se:

$$[K] - \omega_i^2 \cdot [M] \cdot \{a\} = \{0\} \quad (3.6)$$

Sendo as soluções não triviais da equação dadas por:

$$|[K] - \omega_i^2 \cdot [M]| = 0 \quad (3.7)$$

Da resolução deste determinante obtém-se o polinómio de grau  $n$  em  $\omega^2$ , sendo as  $n$  soluções positivas de  $\omega_i$  as frequências de vibração naturais para o modo  $i$ .

Resolvendo  $n - 1$  do sistema (3.4) e arbitrando um valor de uma das  $n$  coordenadas modais, para cada uma das frequências de vibração naturais  $\omega_i$ , obtém-se os vectores  $\{\phi_i\}$  que traduzem cada modo de vibração.

Torna-se então possível tratar o sistema de  $n$  graus de liberdade como a sobreposição de  $n$  sistemas de um grau de liberdade.

A propriedade que permite a resolução do problema desta forma é a ortogonalidade dos modos de vibração. A demonstração desta propriedade pode ser realizada recorrendo ao Teorema de Betti, que diz que para uma estrutura sobre a qual estão a actuar dois sistemas de forças, o trabalho realizado pelo primeiro sistema sobre os deslocamentos do segundo é igual ao realizado pelo segundo sistema sobre os deslocamentos do primeiro. Sendo assim, e reescrevendo a equação (3.4) como:

$$[K] \cdot \{a\} = \omega_i^2 \cdot [M] \cdot \{a\} \quad (3.8)$$

Temos:

Sistema I

Forças:  $\omega_1^2 \cdot m_1 \cdot a_{11}; \omega_1^2 \cdot m_2 \cdot a_{21}$

Deslocamentos:  $a_{1,I}; a_{2,I}$

Sistema II

Forças:  $\omega_2^2 \cdot m_1 \cdot a_{12}; \omega_2^2 \cdot m_2 \cdot a_{22}$

Deslocamentos:  $a_{1,II}; a_{2,II}$

Então, por aplicação do Teorema de Betti,

$$\begin{aligned} \omega_1^2 \cdot m_1 \cdot a_{1,I} \cdot a_{1,II} + \omega_1^2 \cdot m_2 \cdot a_{2,I} \cdot a_{2,II} &= \omega_2^2 \cdot m_1 \cdot a_{1,II} \cdot a_{1,I} + \omega_2^2 \cdot m_2 \cdot a_{2,II} \cdot a_{2,I} \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow (\omega_1^2 - \omega_2^2) \cdot (m_1 \cdot a_{1,I} \cdot a_{1,II} + m_2 \cdot a_{2,I} \cdot a_{2,II}) &= 0 \end{aligned} \quad (3.9)$$

Concluindo-se que, para  $\omega_1^2 \neq \omega_2^2$ ,

$$m_1 \cdot a_{1,I} \cdot a_{1,II} = -m_2 \cdot a_{2,I} \cdot a_{2,II} \quad (3.10)$$

O que prova a ortogonalidade dos modos de vibração.

Tendo as frequências naturais  $\omega_i$  para cada modo e recorrendo ao espectro de resposta de acelerações para um dado amortecimento determina-se a aceleração máxima de cada modo pela expressão:

$$y_{i,máx} = \frac{L_i}{M_i} \cdot S_\alpha(\omega_i, \xi) \quad (3.11)$$

Em que

$$M_i = \{\phi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\phi_i\} \quad (3.12)$$

e

$$L_i = \{\phi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{1\} \quad (3.13)$$

A aceleração de cada piso fica então definida através de:

$$\{\ddot{u}_i\} = y_{i,máx} \cdot \{\phi_i\} \quad (3.14)$$

Resta então combinar os valores das acelerações obtidos em cada modo de vibração para obter a resposta global da estrutura.

Essa combinação pode ser feita de várias formas, desde a combinação linear à combinação quadrática completa (CQC).

### 3.2.3. ANÁLISE PUSHOVER

Nas zonas de sismicidade elevada a maior parte das estruturas é concebida para sofrer deformações para lá dos limites elásticos durante a ocorrência de sismos de intensidade elevada. Sendo assim, de forma a compreender a resposta da estrutura quando sujeita a fenómenos sísmicos, é necessário ter em consideração a resposta da estrutura em regime plástico.

A análise pushover é um tipo de análise na qual a estrutura é submetida às acções gravíticas e a cargas monotónicas horizontais incrementais.

Este método pode ser utilizado para analisar a relação  $\alpha_u/\alpha_1$  utilizada na quantificação do coeficiente de comportamento  $q$ .

O EC8 define que neste tipo de análise seja utilizada uma distribuição de forças uniformes e outra modal.

O objectivo desta análise consiste na determinação da curva da capacidade resistente da estrutura. Esta curva representa a relação entre o corte basal da estrutura e o deslocamento do topo, sendo obtida a partir da análise com base num modelo não linear ao qual são aplicadas progressivamente cargas laterais até se atingir determinado valor de deslocamento no topo.

### 3.2.4. ANÁLISE NÃO-LINEAR DINÂMICA

A análise não-linear dinâmica tem como objectivo a determinação dos efeitos da acção sísmica sobre a estrutura considerando a não-linearidade que traduz o comportamento dos materiais e da estrutura.

Torna-se então necessário recorrer a modelos que traduzam a não linearidade das propriedades mecânicas dos materiais, como a rigidez (devido, por exemplo, a fenómenos de fendilhação e esmagamento do betão e plastificação do aço) ou a resistência (devido aos efeitos da cintagem e da fadiga), e das propriedades geométricas, como os efeitos  $P-\Delta$ .

Quantos mais efeitos se considerar mais refinado será o modelo e melhor traduzirá a realidade, tendo a desvantagem de se tornar muito complexo.

A resolução destes problemas passa a ser feita através de métodos de integração numérica das equações diferenciais que traduzem o movimento de cada grau de liberdade. Os métodos correntemente utilizados para a integração dessas equações diferenciais são o de Newmark, podendo ser utilizados os valores medidos em registos temporais, ou o integral de Duhamel, que obriga à transformação desses registos em funções.

Para este tipo de análise a acção sísmica passa a ser caracterizada por registos temporais, podendo estes ser obtidos de forma a coincidirem com o espectro de resposta elástico de acelerações para um amortecimento de 5% ou através de registos de sismos reais ou simulados em modelos físicos.

Resta então referir que, apesar de existirem programas de cálculo automático que facilitam este tipo de análises, a modelação destes problemas é bastante complexa e pode conduzir a resultados mais afastados da realidade do que recorrendo a modelos mais simples se não se dominar o modelo e o método de análise.

### 3.3. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA PARA DIMENSIONAMENTO AO ELU

Tal como o referido no ponto anterior, os modelos para análise estrutural devem ter em conta o método que se pretende utilizar. Para a análise modal o modelo que se utiliza não considera as propriedades não-lineares dos materiais e, segundo as ET 05/2007, os modelos de análise da estrutura devem ser tridimensionais.

Nos pontos seguintes discutir-se-á a modelação dos vários elementos estruturais que constituem a estrutura e algumas simplificações utilizadas, de forma a que a quantificação dos efeitos das acções seja fácil e menos propícia a erros na leitura dos resultados.

O modelo construído para a quantificação dos efeitos da acção sísmica sobre os elementos de contra-ventamento será também utilizado para a avaliação dos efeitos das restantes acções sobre todos os outros elementos estruturais.

Avaliados os efeitos das acções realiza-se o dimensionamento dos elementos estruturais.

#### 3.3.1. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA

A partir das secções das vigas, pilares e paredes e da espessura da laje fungiforme obtidas no pré-dimensionamento constrói-se o modelo global da estrutura de acordo com as plantas, cortes e alçados presentes no projecto de arquitectura. As ligações ao exterior são materializadas por encastramentos que restringem todos os movimentos de translação e rotação na base dos pilares e paredes, não sendo considerados os efeitos da interacção solo estrutura.

Na construção do modelo apenas se introduz um material, o betão. A classe de betão utilizada é a C30/37, sendo as suas propriedades mecânicas:

- módulo de elasticidade –  $E = 33 \text{ GPa}$ ;
- peso volúmico –  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$  (incluindo aço);
- coeficiente de Poisson –  $\nu = 0,2$ ;
- coeficiente de dilatação térmica –  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ .

Nos pontos seguintes far-se-á uma descrição detalhada da modelação dos vários elementos estruturais.

##### 3.3.1.1. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURIS – PILARES

Os pilares são elementos estruturais verticais sujeitos essencialmente a esforços axiais de compressão e momentos flectores nas duas direcções principais. São elementos cujas dimensões da secção são da mesma ordem de grandeza e cujo desenvolvimento em altura é de ordem de grandeza superior à das dimensões da secção. Como tal, pelos princípios fundamentais da resistência dos materiais, os efeitos produzidos pelas acções nestes elementos geram tensões uniformes nas secções, o que permite a sua modelação como elementos lineares de barra. Os efeitos  $P-\Delta$ , resultantes da excentricidade dos esforços axiais devido a translações no plano horizontal, não são considerados.

As dimensões das secções dos pilares são as obtidas no pré-dimensionamento e o desenvolvimento em altura é o definido no projecto de arquitectura.

### 3.3.1.2. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS – VIGAS

As vigas, pelas mesmas razões identificadas no ponto anterior, podem ser modeladas como elementos lineares de barra.

Uma vez que se opta pela solução de pavimentos materializados por laje fungiforme, as vigas serão apenas utilizadas nos bordos da laje e têm como funções principais controlar a rotação dos bordos e reduzir os efeitos do punçoamento nos pilares de extremidade. Devido à função de controlo das rotações dos bordos da laje as vigas estarão sujeitas a momentos significativos no plano da secção, momentos torsores. Na modelação destes elementos não será considerada a rigidez à torção das vigas uma vez que a fendilhação conduz a uma redução muito significativa desse parâmetro, sendo apenas dispostas armaduras que controlem esse efeito sem cálculo explícito.

### 3.3.1.3. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS – PAREDES

As paredes, tal como os pilares, são elementos verticais sujeitos essencialmente a esforços axiais compressão e momentos flectores. São elementos que apresentam secções com uma dimensão de uma ordem de grandeza diferente da outra. Por este facto as paredes apresentam uma rigidez maior na direcção da maior dimensão. Uma vez que a ordem de grandeza da maior dimensão da secção se aproxima da do desenvolvimento em altura, a modelação de paredes como elementos lineares de barra necessita de alguns cuidados, uma vez que a hipótese de tensões uniformes ao longo do elemento pode não ser válida. Na tese de Christian Moreira (2008) foram comparados os efeitos da modelação de paredes como elementos lineares de barra, sendo colocados na intersecção da dessa barra com as lajes elementos de grande rigidez que simulem a ligação da parede à laje, ou modelados através de placas sobre as quais se define uma malha de elementos finitos. Foi concluído que as diferenças entre as frequências de vibração naturais obtidas pelas duas modelações eram de cerca de 5%, o que valida a modelação de paredes como elementos de barra. Os efeitos  $P-\Delta$  também não são considerados nestes elementos.

As dimensões e posicionamento destes elementos devem ser definidos de forma a otimizar a resposta da estrutura face às acções sísmicas, e como tal deve ser refinada até que as prescrições regulamentares sejam cumpridas.

### 3.3.1.4. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS – LAJES

As lajes são elementos horizontais caracterizados por um desenvolvimento em planta com dimensões de ordens de grandeza próximas e com espessura de ordem de grandeza menor. Por se tratar de uma laje fungiforme (armadas em duas direcções) maciça, estes elementos estão essencialmente sujeitos a momentos flectores sobre as duas direcções principais. Por esse facto a sua análise requer uma modelação recorrendo a elementos finitos.

## 3.4. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA PARA VERIFICAÇÃO DO ELD

A modelação da estrutura para a verificação do ELD tem como objectivo traduzir o comportamento da estrutura face às acções que actuam durante uma parte significativa da vida útil da estrutura. A intensidade dessas acções é bastante reduzida quando comparada com a intensidade das acções usadas no dimensionamento.

Sendo assim, os elementos não-estruturais, normalmente caracterizados por baixas resistências e rupturas frágeis, ligados a elementos estruturais estão sujeitos a esforços que não excedem a sua capacidade resistente. Este facto conduz a que a rigidez global da estrutura seja maior do que aquela considerando apenas os elementos estruturais. Em edifícios cujas paredes são materializadas por painéis de alvenaria esta rigidez adicional dos elementos não-estruturais conduz a valores de deslocamentos bastante inferiores aos obtidos sem a consideração desses elementos, daí que seja importante a sua modelação. É também importante referir que os elementos não-estruturais podem gerar forças sobre os elementos estruturais em zonas onde não se esperava que elas existissem. Um exemplo disso são painéis de alvenaria inclusos que, pelo facto de ser necessário passar tubagens ou condutas, não preenchem a totalidade da altura até à laje, daí que sejam desenvolvidas forças nos pilares quando os painéis de alvenaria são solicitados.

No modelo usado para a verificação do ELD, os elementos estruturais são modelados de forma semelhante ao modelo usado para dimensionamento ao ELU. A diferença entre os dois modelos reside na modelação dos elementos não-estruturais.

### 3.4.1. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS NÃO-ESTRUTURAIS – PAINÉIS DE ALVENARIA

Os painéis de alvenaria inclusos contribuem de forma significativa para a rigidez da estrutura. Sendo assim, o comportamento da estrutura face a fenómenos sísmicos é condicionado pelo acréscimo de rigidez que esses elementos trazem. A modelação destes elementos pode ser incluída em modelos para dimensionamento, apesar de não fazer muito sentido uma vez que a intensidade das acções consideradas é tão elevada que os painéis de alvenaria já se encontram muito danificados, não fornecendo um acréscimo significativo de rigidez à estrutura.

A inclusão da modelação dos painéis de alvenaria faz mais sentido na verificação do estado de limitação de danos em edifícios onde existam equipamentos sensíveis a acelerações e onde seja necessário manter a operacionalidade após a ocorrência de sismos.

Dos diversos métodos existentes para a modelação de alvenarias as ET 05/2007 sugerem um método simplificado que consiste na colocação de duas escoras diagonais a ligar dois cantos opostos nas zonas onde existam painéis de alvenaria inclusos. A rigidez axial da escora é determinada a partir de uma largura equivalente que tem em conta eventuais aberturas, parâmetro  $R_1$ , e a existência de danos na alvenaria, parâmetro  $R_2$ . A expressão que permite calcular a largura equivalente é:

$$a_{mod} = a \cdot R_1 \cdot R_2 \quad (3.15)$$

Sendo  $a$  a largura da escora equivalente, correspondente a 15% do comprimento da diagonal da parede. No caso de se utilizar um modelo com duas escoras, uma em cada diagonal, a largura da escora é de 7,5% do comprimento da diagonal.

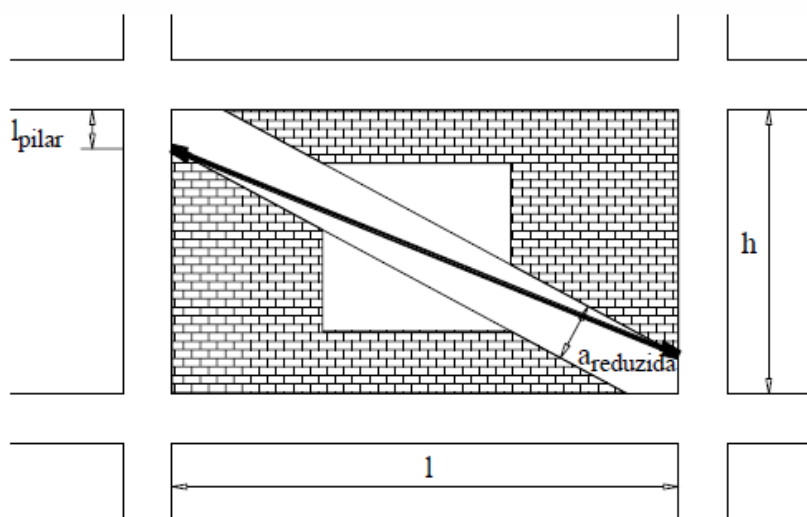


Figura 3.1 – Escora equivalente no caso de aberturas

O factor redutor  $R_1$  é dado por:

$$R_1 = 0,6 \cdot \left( \frac{A_{abertura}}{A_{painel}} \right)^2 - 1,6 \cdot \left( \frac{A_{abertura}}{A_{painel}} \right) + 1 \quad (3.16)$$

Em que:

$A_{abertura}$  é a área da abertura no painel de alvenaria;

$A_{painel}$  é a área do painel de alvenaria incluso.

O factor redutor  $R_2$  é um factor que tem em conta os danos já existentes no painel de alvenaria. Este parâmetro toma o valor de 0,7 caso os danos no painel de alvenaria sejam moderados e 0,4 caso seja severos. Para painéis de alvenaria cuja razão entre a altura do painel e a sua espessura seja maior que 21 o painel necessita de reparação, e como tal a sua rigidez não é mobilizada.

Sendo assim, a modelação dos painéis de alvenaria é realizada recorrendo a duas escoras em cada diagonal. As dimensões da secção das escoras são  $a_{mod}$ , valor tendo em conta as aberturas no painel de alvenaria e os estragos existente, e a espessura do painel de alvenaria utilizado.

As normas hospitalares referem que caso não existam estudo sobre as propriedades mecânicas dos painéis de alvenaria utilizado, poderá ser utilizado o valor de 3 GPa para o módulo de elasticidade da parede. Este valor corresponde um painel de alvenaria realizado com tijolos cerâmicos de doze furos de 30x20x15 ligados por uma argamassa cimentícia corrente.

### 3.4.2. LIMITAÇÃO DA DERIVA ENTRE PISOS

Nos edifícios hospitalares existem diversas instalações e equipamentos que cuja manutenção da operacionalidade é vital no caso da ocorrência de situações graves, como sismos ou incêndios. Essas instalações têm que abranger diversas zonas do edifício quer situadas no mesmo piso quer situadas em

pisos diferentes, tendo os deslocamentos horizontais dos pisos um efeito prejudicial sobre essas instalações.

Sendo assim, a restrição à deriva entre pisos em edifícios hospitalares pode não ser só condicionada pela ruptura dos painéis de alvenaria. Os limites à restrição da deriva entre pisos indicados nas ET 05/2007 em estado de limitação de danos são 0,5% para as instalações e equipamentos eléctricos, mecânicos e de águas e esgotos.

A verificação dos limites impostos pelas normas hospitalares para deriva entre pisos é realizada a partir de um modelo para verificação do estado de limitação de danos onde é incorporada a modelação dos painéis de alvenaria e as acções correspondem às combinações em serviço.

### **3.5. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS**

O dimensionamento dos elementos estruturais será realizado a partir dos esforços determinados recorrendo ao modelo global da estrutura para o estado limite último. No caso dos elementos que têm como principal função resistir à acção sísmica os esforços obtidos terão que ser tratados de forma a cumprir as disposições presentes no EC8 e que estão indicadas no capítulo 2 no ponto relativo ao dimensionamento para a DCM.

Do dimensionamento sairão as áreas de aço necessárias para resistir aos esforços resultantes das acções de cálculo, a partir das quais se definirão as soluções de armadura.

#### **3.5.1. PILARES**

No edifício em estudo os pilares têm como principal função encaminhar as acções verticais até às fundações. Esta hipótese é validada pelos valores dos esforços obtidos para as combinações de estado limite último referentes às acções verticais e vento, que são maiores dos que os obtidos nas combinações referentes à acção sísmica. Como tal, se o dimensionamento destes elementos for efectuado com base nas combinações de acções verticais e vento está garantido o funcionamento destes elementos face à acção sísmica. No entanto é necessário ter em conta as disposições indicadas no capítulo 2 relativas ao esforço transversal de cálculo.

#### **3.5.2. VIGAS**

A solução de pavimentos utilizada neste edifício é a de laje fungiforme maciça. Esta opção prende-se com o facto de, por se tratar de um edifício hospitalar, ser necessário instalar diversas tubagens e condutas junto à face inferior da laje, o que seria muito mais complicado caso se optasse por uma solução de laje apoiada em vigas. Sendo assim, a utilização das vigas está limitada aos bordos da laje, zonas onde estas já não interferem com a passagem das tubagens e condutas. Estas vigas têm como principal função controlar as rotações das lajes nos bordos, o que vai gerar momentos torsores nas vigas. Uma vez a determinação da rigidez efectiva à torção das vigas é complicada opta-se por modelar estes elementos sem essa rigidez, o que conduz apenas a esforços transversos e momentos flectores. O controlo das rotações dos bordos será então feito pela amarração de armaduras vindas da laje à volta dos varões longitudinais das vigas, determinados a partir dos momentos flectores.

### **3.5.3. PAREDES**

Os elementos estruturais que condicionam a resposta da estrutura face à acção sísmica são as paredes. Como tal o seu dimensionamento deverá seguir os princípios indicados no EC8 para o dimensionamento para a DCM. Os esforços utilizados no dimensionamento das paredes são os obtidos a partir da análise da estrutura nas combinações referentes à acção sísmica, necessitando os esforços transversos de uma correcção que tem em conta o aumento da sua intensidade após a formação de rótulas plásticas. Em suma, as armaduras a dispor longitudinalmente são determinadas a partir dos momentos flectores provenientes da análise da estrutura face às combinações das acções sísmicas e o dimensionamento das armaduras transversais é feito a partir dos diagramas de esforço transverso construídos segundo o método do EC8, indicado do capítulo 2 no ponto referente ao dimensionamento para DCM, com base nos valores obtidos pela análise da estrutura nas combinações referentes à acção sísmica.

### **3.5.4. LAJES**

O dimensionamento das lajes é realizado com base nos esforços obtidos na análise da estrutura face às acções verticais e vento, dado que são elementos cuja função principal consiste em transportar as cargas verticais neles instaladas para directamente para os pilares ou para as vigas, nas zonas perto dos bordos. A lajes também desempenham a função de compatibilizar os deslocamentos horizontais das extremidades dos pilares e das paredes. Com tal, vão ser solicitadas axialmente quando estiverem a actuar acções horizontais, como o vento ou acções sísmicas. Neste tipo de lajes, lajes fungiformes maciças, não é necessário analisar este efeito, já que as espessuras de laje definidas de forma a limitar as deformações em serviço e as armaduras definidas de forma a cumprir o estado limite último face a acções verticais garantem que não haja rupturas na transmissão das acções horizontais para os elementos de contraventamento.

Resumindo, as lajes fungiformes maciças são dimensionadas a partir dos momentos flectores nas duas direcções principais obtidos da análise da estrutura face às combinações de acções verticais e vento.

# 4

## ESTUDO DE CASO

### 4.1. INTRODUÇÃO

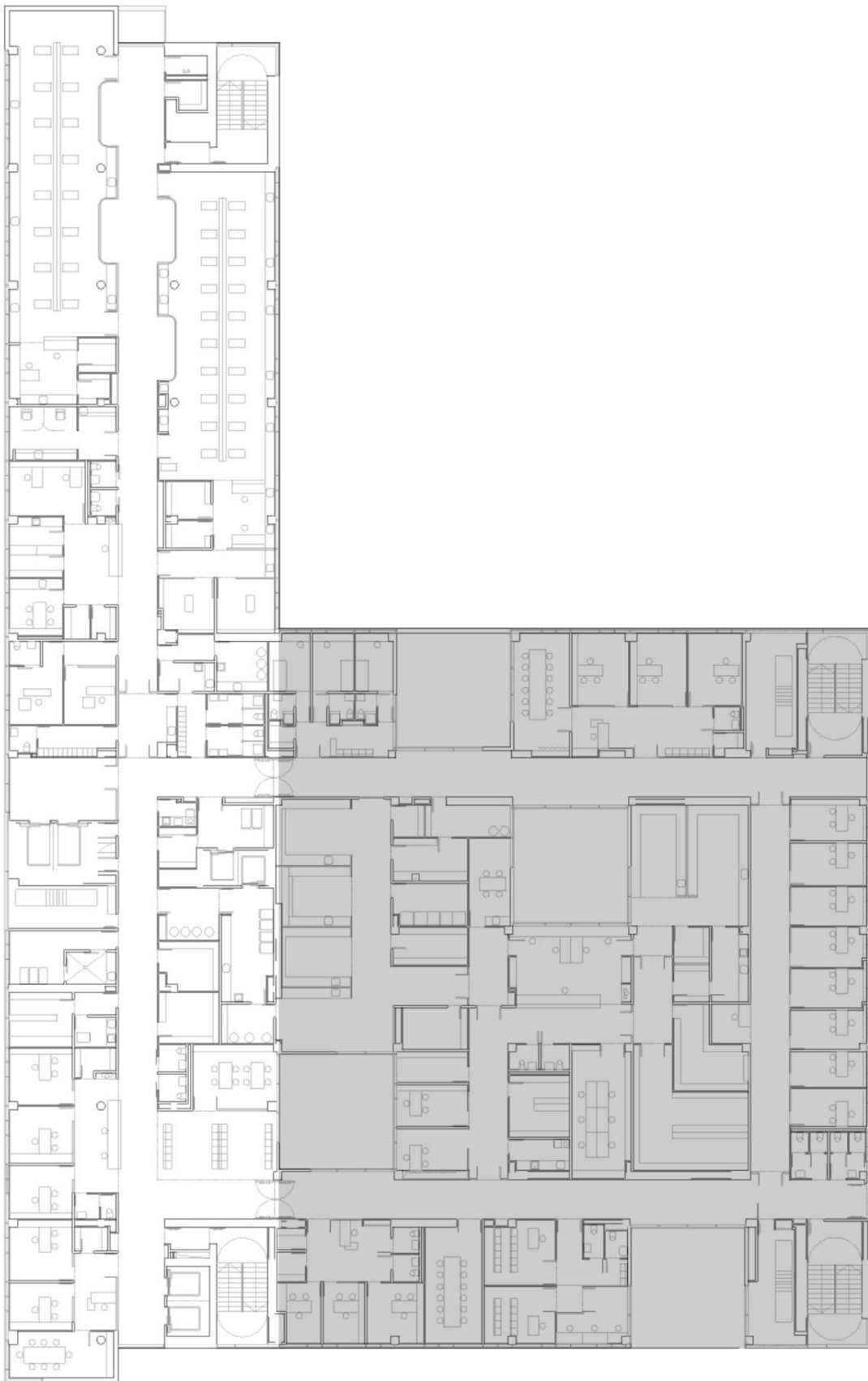
O presente capítulo tem como objectivo a aplicação do referido nos capítulos anteriores a um estudo de caso. O objecto do estudo é um hospital que, com base nas plantas de arquitectura fornecidas, será dimensionado de forma a cumprir as disposições indicadas no EC8 e nas ET 05/2007 para este tipo de edifícios. Importa referir que não se pretende realizar o projecto de estruturas detalhado do edifício, ou seja, pretende-se apenas realizar um dimensionamento dos elementos de suporte às acções horizontais (especialmente à acção sísmica) de forma a obter resultados a partir dos quais se possam tirar algumas conclusões.

Este capítulo é constituído por uma parte onde se identificam as características do edifício que permitem a sua modelação, recorrendo ao software de cálculo SAP 2000 (v. 12.0), da CSI. De seguida são apresentados os resultados para duas hipóteses de modelação, a partir dos quais se fará o dimensionamento dos elementos estruturais resistentes às acções horizontais. São também apresentados os resultados da análise realizada para verificação do estado de limitação de danos.

### 4.2. CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício em estudo constitui um bloco de um centro hospitalar a construir na zona litoral norte do país. É um edifício destacado de um complexo hospitalar irá ser objecto obras de modernização e ampliação. Este complexo hospitalar será constituído por três edifícios estruturalmente independentes, estando já construído e em utilização um deles. O novo edifício será constituído por dois blocos com duas zonas de comunicação horizontal entre eles ao nível de cada piso.

Na figura 4.1 representa-se a planta do novo edifício a ser construído, estando o edifício em estudo sombreado.



**Figura 4.1** – Planta do piso (a sombreado encontra-se o edifício em análise)

Este bloco apresenta uma geometria em planta aproximadamente quadrangular e em altura apresenta uma descontinuidade nos dois níveis superiores. É constituído por 5 níveis acima do solo destinados a uma utilização como unidade hospitalar. Existe ainda uma zona coberta na cobertura destinada à instalação de equipamentos técnicos. O pé-direito de todos os pisos é de 4m. Define-se a cota 0 deste edifício no terceiro nível, já que ela se encontra referenciada ao edifício já existente. O nível inferior do edifício é ladeado por um pequeno pátio, que se estende desde o edifício até a um muro de suporte, que tem como função criar uma entrada de luz para o nível inferior.

As comunicações verticais deste bloco fazem-se através de duas caixas de escadas, colocadas no extremo mais afastado do bloco contíguo.

### **4.3. CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA**

O bloco em estudo faz parte de um edifício em betão armado composto por dois blocos, um deles apresentando uma forma rectangular e o outro uma forma aproximadamente quadrangular. Os dois blocos são estruturalmente independentes, existindo entre eles uma junta que permita a continuidade horizontal entre os dois blocos mas que impeça que estes choquem em caso de ocorrência de fenómenos que promovam o deslocamento horizontal das estruturas.

A concepção estrutural do bloco em estudo foi realizada de forma a que o seu comportamento face a fenómenos sísmicos cumpra as disposições prescritas no EC8 e nas ET 05/2007. Trata-se de uma estrutura cujos pavimentos são materializados por lajes fungiformes maciças assentes em pilares e paredes. A estrutura pode ser classificada, segundo o EC8, como sistema de paredes dúcteis acopladas, já que a capacidade das paredes sofrerem deformações não está condicionada, por apresentarem baixo nível de esforço axial, e a laje maciça garante a compatibilização dos deslocamentos horizontais, ao nível de cada piso, de todos os elementos estruturais. A disposição das paredes foi realizada de forma a maximizar o desempenho sísmico da estrutura, e tendo em conta as restrições arquitectónicas.

De forma a simplificar o dimensionamento dos pilares foram definidos três grupos com base na sua localização em planta e intensidade de esforços, sendo as secções e soluções de armadura iguais para cada pilar do mesmo grupo. Na figura 2 é apresentada a planta estrutural onde são definidas as zonas correspondentes a cada grupo de pilares. Todas as vigas apresentam secções iguais.

As fundações são directas, materializadas por sapatas na base de cada pilar e parede.

Todos os pisos se encontram acima do nível do solo.

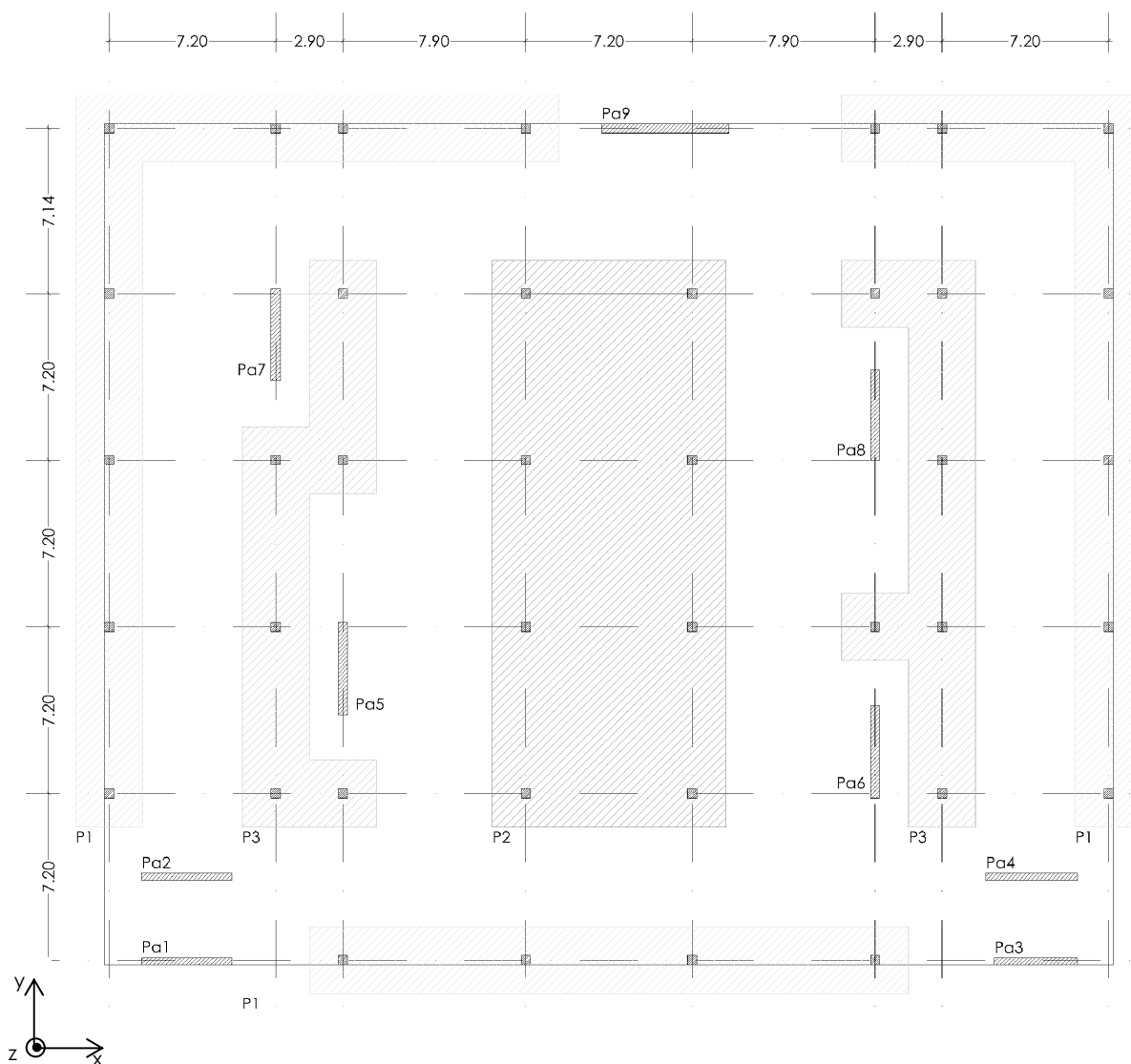


Figura 4.2 – Planta estrutural e identificação dos elementos

#### 4.3.1. MATERIAIS

Os materiais utilizados são o betão da classe C30/37 e o aço S500 em todos os elementos estruturais. O recobrimento das armaduras definido é de 3,5 cm.

#### 4.3.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

As características geométricas dos elementos estruturais foram definidas com base nos critérios de pré-dimensionamento normais, tendo a espessura da laje sido definida de forma a cumprir as deformações máximas em serviço impostas pelo EC2.

Nas tabelas seguintes apresentam-se as secções e espessura das lajes utilizadas.

Elementos Estruturais	Referência	Pisos	Secções
Pilares	P1	fund. – cob.	0,45x0,45
	P2inf	fund. – 1	0,60x0,60
	P2sup	1 – cob.	0,50x0,50
	P3inf	fund. – -1	0,50x0,50
	P3sup	-1 – cob.	0,45x0,45
Vigas	V1	–	0,40x0,60
Paredes	Pa1	fund. – 2	4,00x0,40
	Pa2	fund. – 2	4,00x0,40
	Pa3	fund. – 0	4,00x0,40
	Pa4	fund. – 0	4,00x0,40
	Pa5	fund. – cob.	4,00x0,40
	Pa6	fund. – 2	4,00x0,40
	Pa7	fund. – 2	4,00x0,40
	Pa8	fund. – 2	4,00x0,40
	Pa9	fund. – cob.	5,60x0,40
Lajes	LM1	–	e=0,30

Tabela 4.1 – Secções dos elementos consideradas

#### 4.4. QUANTIFICAÇÃO E COMBINAÇÃO DAS ACÇÕES

A quantificação das acções verticais e acção sísmica foi feita com base nas indicações presentes nas ET 05/2007 e nas Recomendações e Especificações Técnicas do Edifício Hospitalar (v. 2008), da ACSS. A acção do vento foi quantificada com base no método e nos parâmetros indicados no RSA.

##### 4.4.1. ACÇÕES VERTICAIS

As Recomendações e Especificações Técnicas do Edifício Hospitalar (v. 2008) apresentam os valores das sobrecargas a considerar no tipo de edifícios em questão para as diversas zonas. Por não se conhecer em pormenor a localização das zonas no bloco em estudo foi considerada uma sobrecarga igual em todos os pisos. É importante referir que neste tipo de edifícios, dado o elevado peso de alguns equipamentos, a localização das sobrecargas deve coincidir com a localização real dos equipamentos, já que a resposta da estrutura face às acções sísmicas depende da massa de cada piso. Os equipamentos de grande porte, como aparelhos de ressonância magnética ou de radiologia, são normalmente colocados nos pisos inferiores de forma a minimizar os efeitos que as grandes massas geram quando a estrutura está sujeita a acções horizontais.

O peso próprio dos elementos estruturais é quantificado pelo programa, admitindo  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

	<b>Ação</b>	<b>Valor (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Acções permanentes	Revestimentos	1,0
	Paredes divisórias	2,0
Sobrecargas	Sobrecarga de utilização	5,0

**Tabela 4.2 – Acções verticais consideradas**

Na tabela 4.3 apresentam-se as sobrecargas a considerar em edifícios hospitalares nas várias áreas que os compõem.

Em áreas destinadas a utilização de carácter colectivo com possibilidade de elevada concentração, como restaurante do pessoal;	5,0kN/m <sup>2</sup>
Em áreas destinadas a utilização em que o elemento preponderante não é a concentração de pessoas, tais como:	
bloco operatório;	5,0kN/m <sup>2</sup>
laboratórios;	5,0kN/m <sup>2</sup>
compartimentos para conservação de corpos e autópsias;	5,0kN/m <sup>2</sup>
compartimentos para armazenagem de productos;	5,0kN/m <sup>2</sup>
biblioteca;	6,0kN/m <sup>2</sup>
cozinha, lavandaria e áreas anexas;	7,0kN/m <sup>2</sup>
imagiologia:	
radiologia e respectivo arquivo	10,0kN/m <sup>2</sup>
tomografia Axial Computorizada	10,0kN/m <sup>2</sup>
ressonância Magnética	15,0kN/m <sup>2</sup>
medicina nuclear;	10,0kN/m <sup>2</sup>
radioterapia.	10,0kN/m <sup>2</sup>

**Tabela 4.3 – Valores característicos das sobrecargas a considerar em edifícios hospitalares**

#### 4.4.2. ACÇÕES HORIZONTAIS

##### 4.4.2.1. ACÇÃO DO VENTO

A acção do vento é quantificada através do método indicado no RSA. Segundo a classificação do RSA o edifício encontra-se na zona A e a rugosidade do terreno é do tipo I.

Piso	h (m)	w <sub>k</sub>	h <sub>inf</sub> (m)	δ <sub>p</sub>	Força (kN/m)
-2	0	0,70	2	0,95	1,33
-1	4	0,70	4	0,95	2,66
0	8	0,70	4	0,95	2,66
1	12	0,70	4	0,95	2,66
2	16	0,70	4	0,95	2,66
Cob.	20	0,79	4	0,95	3,00
Cob. 2	24	0,85	2	0,95	3,23

**Tabela 4.4** – Quantificação da acção do vento

##### 4.4.2.2. ACÇÃO SÍSMICA

A acção sísmica é quantificada a partir dos parâmetros indicados nas ET 05/2007, dos quais se faz a transcrição no capítulo 2. Esses parâmetros são os indicados no anexo nacional, sendo os valores da aceleração para verificação do ELD e para dimensionamento ao ELU afectados do coeficiente de importância para o tipo de edifício em estudo e estando já incorporado o aumento do período de vida útil de 50 para 100 anos.

Com base no referido no ponto relativo aos coeficientes de comportamento, o valor a tomar para este parâmetro para o edifício em causa é de 3,6.

O edifício encontra-se na zona 5 para sismos afastados e na zona 3 para sismos próximos. Por não se conhecer o tipo de solo sobre o qual o edifício está fundado será realizada a análise da estrutura admitindo que o terreno de fundação do é tipo C.

Nas figuras seguintes são apresentados os espectro de resposta que caracterizam a acção sísmica no terreno de fundação do tipo C a partir dos quais se fará a análise da estrutura.

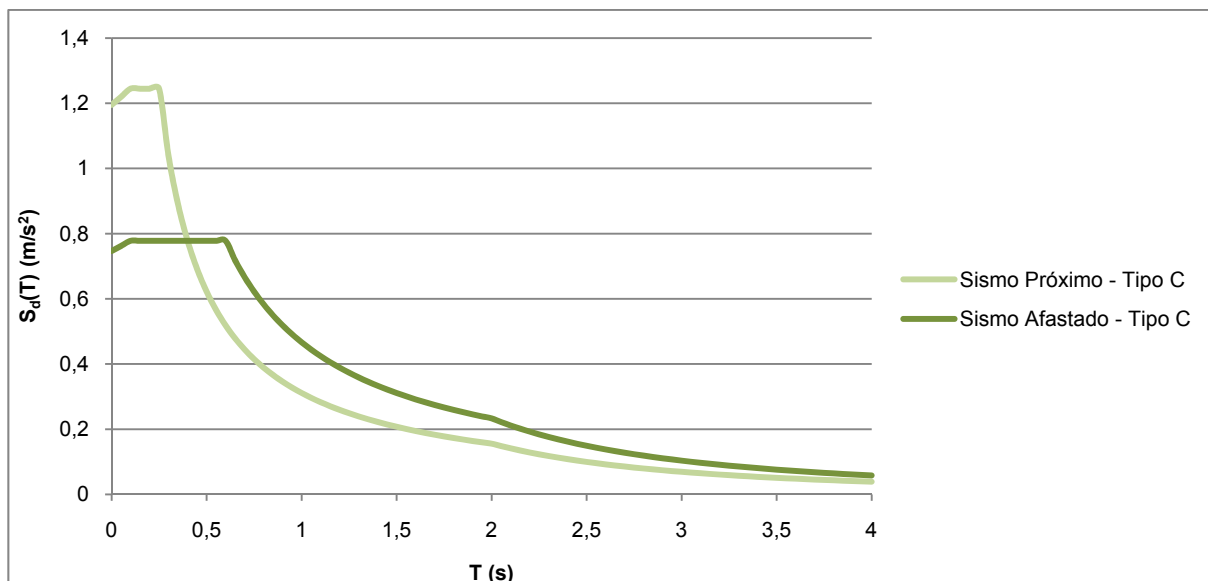


Figura 4.3 – Espectro de resposta para dimensionamento ao ELU

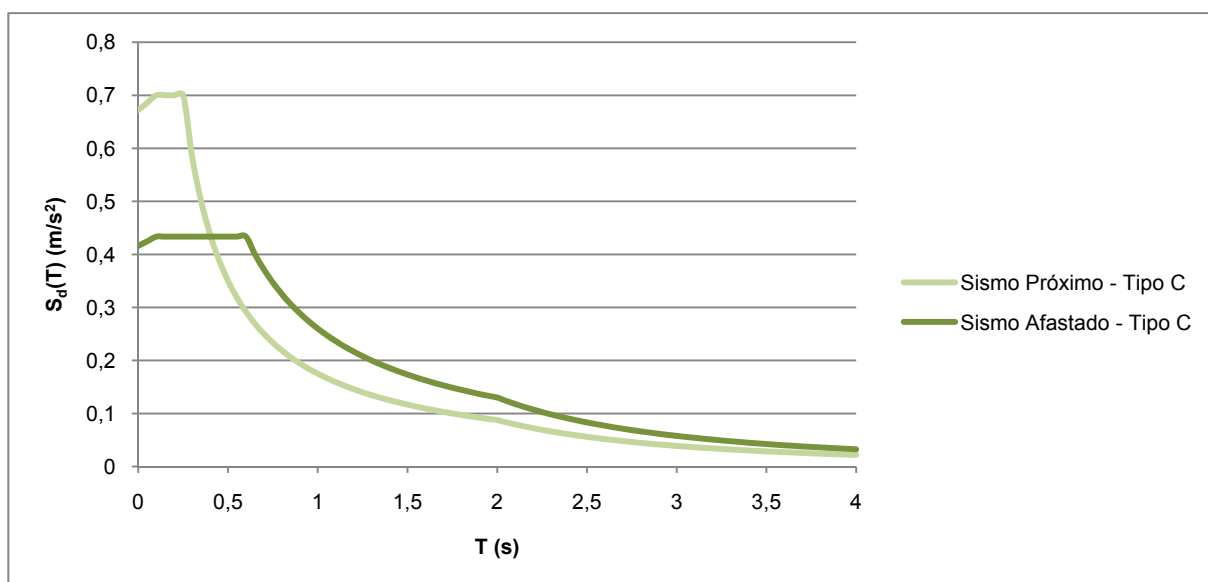


Figura 4.4 – Espectro de resposta para verificação do ELD

#### 4.4.3. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

As combinações de acções são escolhidas de forma a obter os esforços máximos em todas as zonas da estrutura face às acções definidas anteriormente.

A partir dessas combinações definem-se duas envolventes de esforços que servem para dimensionar os elementos estruturais. Uma envolvente incorpora as combinações relativas às acções verticais e acção do vento e a outra as combinações relativas às acções sísmicas.

No caso dos pilares, vigas e lajes o dimensionamento é feito a partir dos esforços obtidos na envolvente relativa às acções verticais e vento e as paredes, elementos principais de suporte às acções horizontais, são dimensionadas a partir dos esforços obtidos na combinação das acções sísmicas.

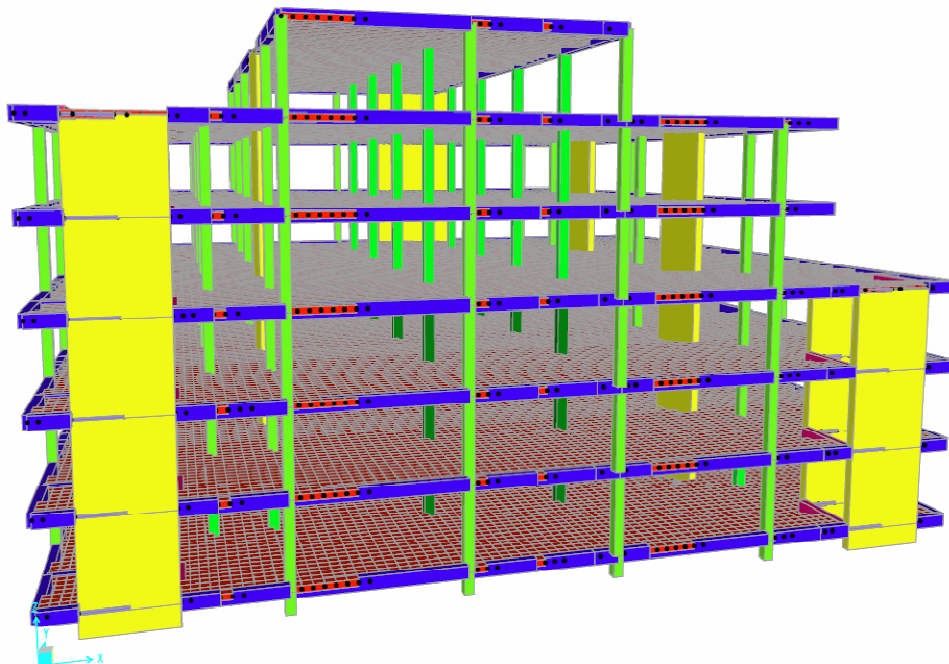
Na tabela seguinte são apresentadas as combinações de acções consideradas.

	PP	RCP	SOB	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	E <sub>1x</sub>	E <sub>1y</sub>
ELU1	1,35	1,5	1,5	0	0	–	–
ELU2	1,35	1,5	1,5	+0,4	0	–	–
ELU3	1,35	1,5	1,5	-0,4	0	–	–
ELU4	1,35	1,5	1,5	0	+0,4	–	–
ELU5	1,35	1,5	1,5	0	-0,4	–	–
ELU6	1,35	1,5	0,6	+1,5	0	–	–
ELU7	1,35	1,5	0,6	-1,5	0	–	–
ELU8	1,35	1,5	0,6	0	+1,5	–	–
ELU9	1,35	1,5	0,6	0	-1,5	–	–
ELU10	1,0	1,0	0,4	0	0	1,0	0,3
ELU11	1,0	1,0	0,4	0	0	0,3	1,0

**Tabela 4.5** – Combinações de acções

#### 4.5. MODELO DO EDIFÍCIO

O modelo do edifício, construído de acordo com o referido no capítulo 3, foi realizado no SAP (v. 12.0).



**Figura 4.5** – Modelo utilizado para dimensionamento ao estado limite último

#### 4.6. RESULTADOS ADMITINDO A RIGIDEZ TOTAL

No presente ponto apresentam-se os resultados obtidos a partir do modelo identificado anteriormente.

##### 4.6.1. MODOS DE VIBRAÇÃO

Na análise da estrutura são considerados 30 modos de vibração de forma a que a percentagem de massa de participação modal seja superior a 90%, de acordo com o estipulado no EC8. Este valor não é atingido no modelo utilizado. Quando isso não acontece o EC8 define um número mínimo de modos a considerar, que para o modelo utilizado é de 8. Ainda assim são considerados 30 modos para que a resposta da estrutura seja a mais realista possível.

Nas figuras seguintes são apresentados os três primeiros modos de vibração, e as respectivas frequências de vibração naturais (e períodos), aqueles que mais condicionam a resposta da estrutura.

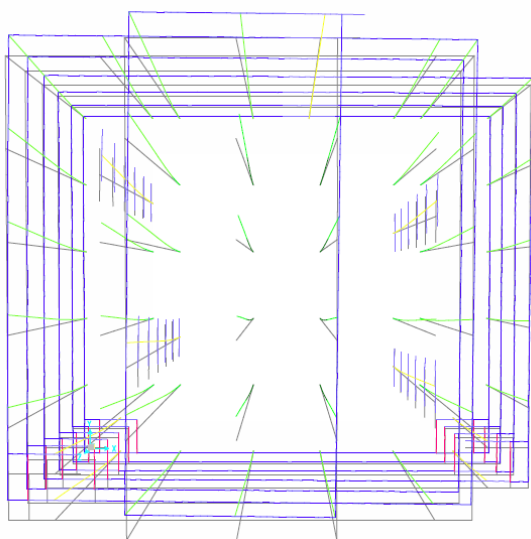


Figura 4.6 – 1º Modo de vibração (translação em y)

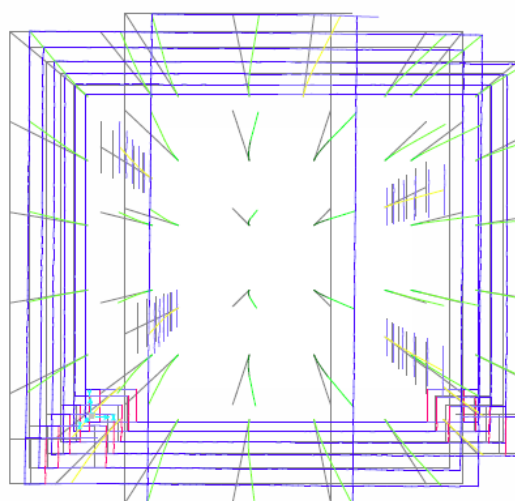


Figura 4.7 – 2º Modo de vibração (translação em x)

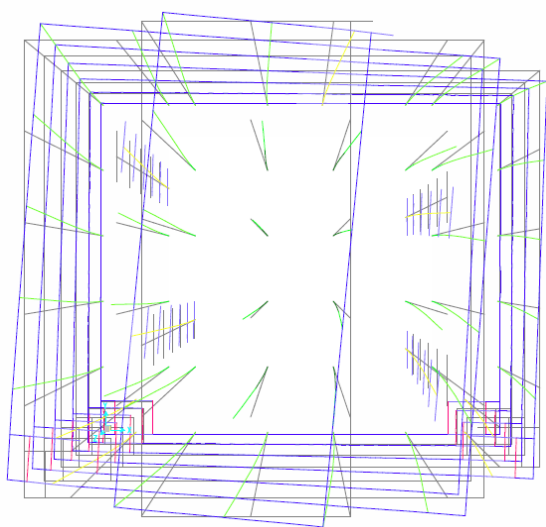


Figura 4.8 – 3º Modo de vibração (rotação)

Modo de vibração	f (Hz)	T (s)
1º	1,027	0,973
2º	1,144	0,874
3º	1,530	0,654
4º	3,183	0,314
5º	3,893	0,257
6º	4,728	0,211
7º	5,564	0,180
8º	5,847	0,171
9º	6,035	0,166
10º	6,338	0,158

Tabela 4.6 – Modos de vibração

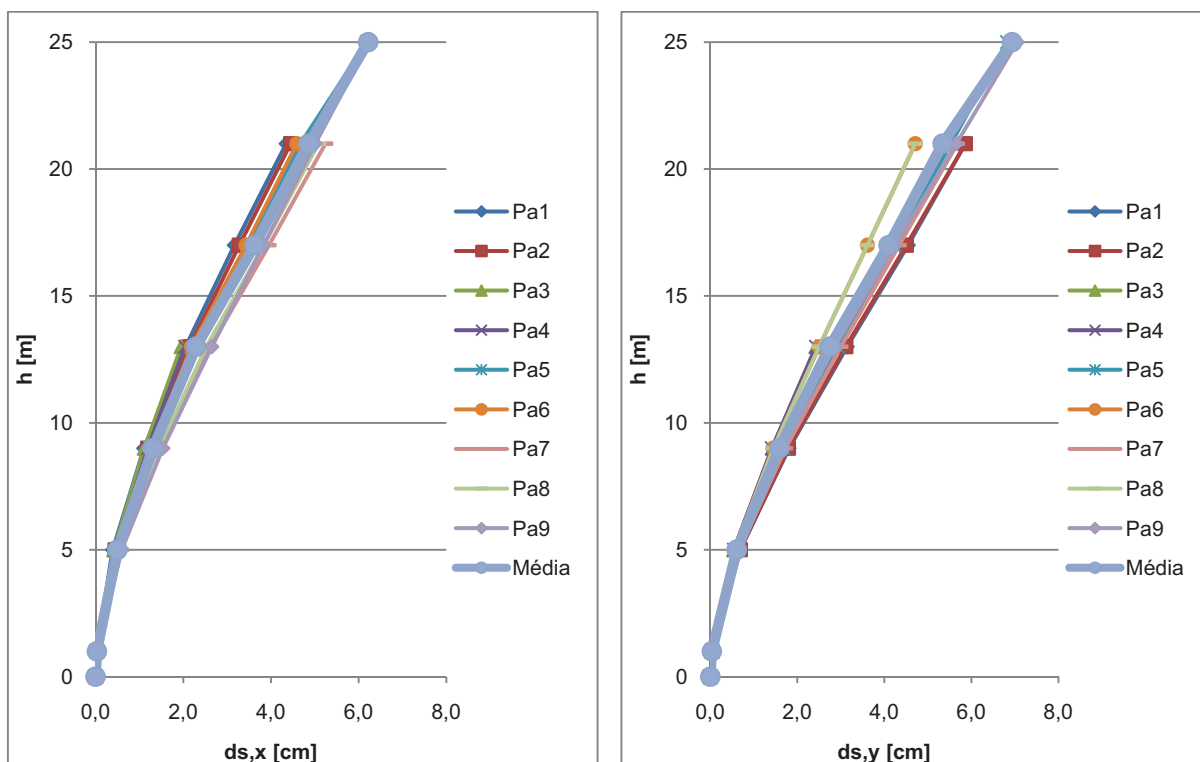
#### 4.6.2. DESLOCAMENTOS

O cálculo de deslocamentos devido à acção sísmica a partir da análise modal não reflecte os valores reais.

Uma forma de ultrapassar este problema consiste na colocação no modelo de um elemento de reduzida espessura e com um módulo de distorção unitário entre elementos horizontais. O valor da tensão de corte obtido a meia altura desse elemento corresponde ao valor da deriva entre os dois elementos horizontais. Este procedimento foi validado utilizando um modelo a duas dimensões, mas não foi possível obter resultados quando se incorporaram estes elementos no modelo global da estrutura.

As paredes são os elementos principais de suporte às acções horizontais. Como tal a resposta da estrutura a essas acções é condicionada por estes elementos. Dada a elevada rigidez axial das lajes pode-se considerar que os movimentos horizontais dos elementos que a ela estão ligados, pilares e paredes, são aproximadamente iguais. Olhando só para os deslocamentos horizontais de todas as paredes verifica-se que esta hipótese é válida, uma vez que em cada piso eles são semelhantes. As diferenças obtidas nesses deslocamentos podem resultar da rigidez em cada direcção principal ser um pouco diferente, facto que pode ser observado pela diferença entre os deslocamentos horizontais das paredes em ambas as direcções. Sendo assim, a deriva entre pisos é calculada através da média dos deslocamentos horizontais em cada nível

Uma vez que a acção sísmica é reduzida, através coeficiente de comportamento, para ter em conta os mecanismos de dissipação de energia recorrendo a uma análise elástica os valores obtidos através dessa análise têm de ser multiplicados pelo coeficiente de comportamento utilizado. Os valores dos deslocamentos máximos horizontais na envolvente das combinações sísmicas nas paredes estão representados nas figuras 4.1 e 4.2. Estes valores já se encontram afectados do coeficiente de comportamento.



Figuras 4.9 e 4.10 – Deslocamentos máximos (esquerda – dir. x; direita – dir. y)

Os valores da deriva entre pisos são calculados a partir da média dos deslocamentos horizontais de cada parede em cada direcção e resultam da razão entre a diferença de deslocamentos entre pisos e o pé-direito.

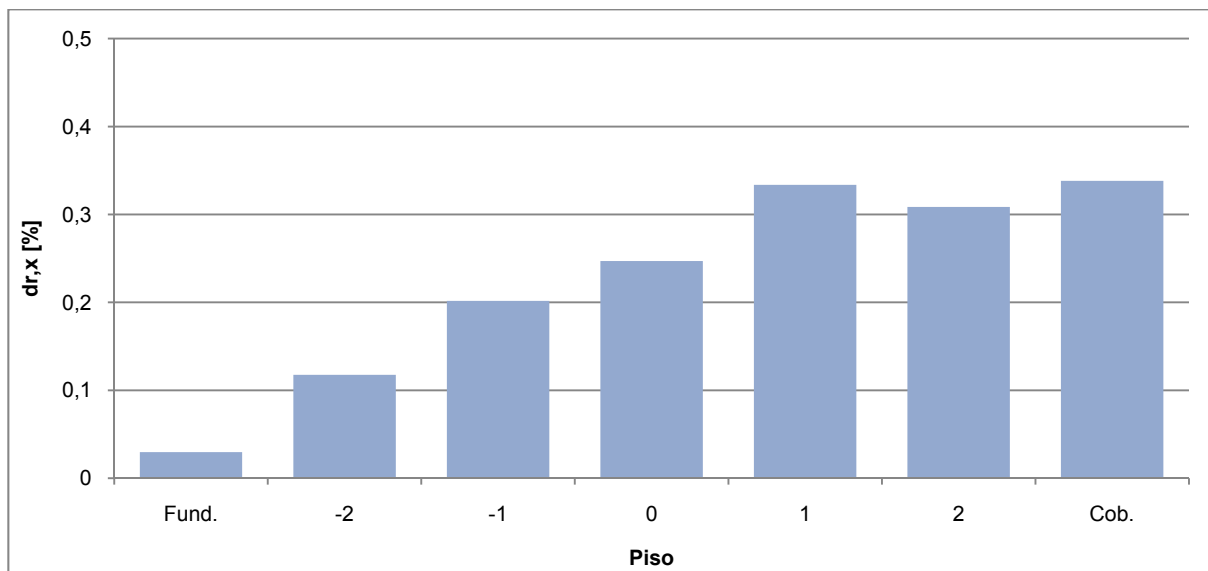


Figura 4.11 – Deriva entre pisos (direcção x)

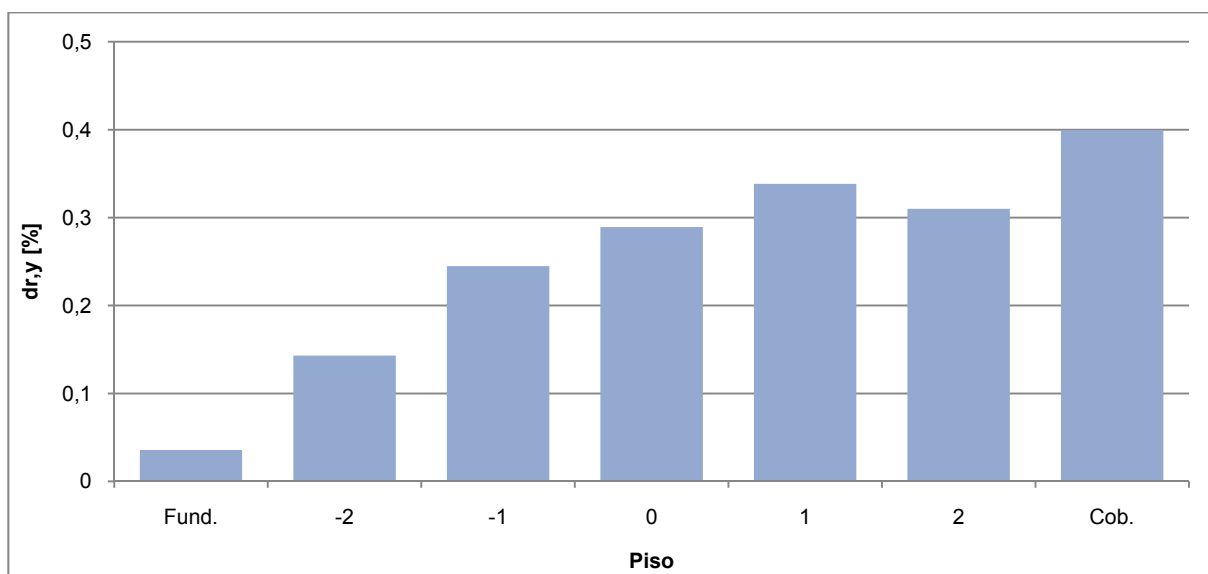


Figura 4.12 – Deriva entre pisos (direcção y)

Da análise dos diagramas apresentados nas figuras anteriores conclui-se que os limites impostos pelas ET 05/2007 para a deriva entre pisos são cumpridos, sendo o valor limite para as instalações de eléctricas, mecânicas e de águas e esgotos de 1,5%.

Quanto à dimensão da junta estrutural entre os edifícios, a normas hospitalares indicam que esta deverá ser igual à raiz quadrada da soma dos deslocamentos ao quadrado. Partindo do princípio que o edifício contíguo apresenta deslocamentos semelhantes face ao sismo a dimensão da junta estrutural seria de 9,8 cm.

### 4.6.3. ESFORÇOS

#### 4.6.3.1. PILARES

Tal como o referido anteriormente, foram definidas cinco secções de pilares. Uma vez que o objectivo do trabalho não é realizar o projecto do edifício, será definida a cada secção uma solução de armaduras. Sendo assim, para obter os esforços máximos são seleccionados dez conjuntos de valores para cada secção, cinco correspondentes à envolvente resultante das combinações das acções verticais e vento e outros cinco correspondentes à envolvente resultante das combinações da acção sísmica. Cada conjunto de valores corresponde ao valor máximo obtido para o esforço axial, esforço transversal (na direcção x e na direcção y) e momento flector (na direcção x e na direcção y). Como se pretendem secções simétricas em ambas as direcções foram procurados os valores máximos absolutos do momento flector.

Secção	Envolvente	Tipo esforço máx.	N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)
P1	Acções verticais e vento	N	-4449,2	48,7	-172,2	-34,7	10,8
		V <sub>x</sub>	-3553,6	-195,5	-54,3	-16,8	-38,0
		V <sub>y</sub>	-3488,9	77,2	-179,6	-35,7	14,4
		M <sub>x</sub>	-679,6	29,3	-89,5	209,6	-42,6
		M <sub>y</sub>	-603,3	80,7	-11,5	17,1	-188,4
	Acção sísmica	N	-3717,9	25,5	-146,0	-42,2	-2,9
		V <sub>x</sub>	-2981,1	-161,5	-68,4	-33,1	-42,4
		V <sub>y</sub>	-2953,9	46,8	-152,3	-42,5	-0,6
		M <sub>x</sub>	-545,8	70,5	-58,1	194,8	61,5
		M <sub>y</sub>	-256,3	-18,3	-37,3	177,5	209,7

Tabela 4.7 – Esforços para dimensionamento dos pilares P1

Secção	Envolvente	Tipo esforço máx.	N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)
P2 <sub>inf</sub>	Acções verticais e vento	N	-9277,4	45,8	-47,2	-16,4	5,1
		V <sub>x</sub>	-8084,0	-68,3	14,1	-2,9	-14,2
		V <sub>y</sub>	-8596,1	-61,0	61,9	15,2	-8,0
		M <sub>x</sub>	-8588,7	-63,0	58,5	-49,0	51,1
		M <sub>y</sub>	-8071,2	-66,0	17,8	-14,7	56,3
	Acção sísmica	N	-7463,4	24,3	-53,9	-43,8	-23,5
		V <sub>x</sub>	-6516,4	-65,3	-3,9	-32,0	-36,5
		V <sub>y</sub>	-6884,7	-39,0	64,8	41,8	15,7
		M <sub>x</sub>	-4202,7	19,5	33,8	68,6	43,4
		M <sub>y</sub>	-4261,8	35,1	17,7	36,7	72,4

Tabela 4.8 – Esforços para dimensionamento dos pilares P2<sub>inf</sub>

Secção	Envolvente	Tipo esforço máx.	N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)
P2 <sub>sup</sub>	Acções verticais e vento	N	-4010,2	18,5	-2,7	-6,5	36,2
		V <sub>x</sub>	-602,6	73,6	11,9	28,3	94,5
		V <sub>y</sub>	-546,8	60,8	21,0	25,0	66,8
		M <sub>x</sub>	-514,9	57,8	17,3	-58,8	-176,6
		M <sub>y</sub>	-570,7	69,5	8,3	-19,1	-199,8
	Acção sísmica	N	-3229,6	-4,7	-20,0	-40,5	-10,3
		V <sub>x</sub>	-488,7	86,1	42,3	76,1	141,1
		V <sub>y</sub>	-443,2	66,2	48,5	72,5	90,2
		M <sub>x</sub>	-434,0	28,6	-18,5	-121,9	-174,6
		M <sub>y</sub>	-479,3	28,3	-24,9	-93,2	-203,7

Tabela 4.9 – Esforços para dimensionamento dos pilares P2<sub>sup</sub>

Secção	Envolvente	Tipo esforço máx.	N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)
P3 <sub>inf</sub>	Acções verticais e vento	N	-5480,0	-97,4	-115,4	-29,4	-17,4
		V <sub>x</sub>	-3954,4	-163,7	-64,7	-17,5	-38,3
		V <sub>y</sub>	-5480,0	-97,4	-115,4	-29,4	-17,4
		M <sub>x</sub>	-5459,5	-95,0	-111,9	87,2	81,2
		M <sub>y</sub>	-3934,9	-161,6	-61,6	48,4	126,6
	Acção sísmica	N	-4510,9	-87,4	-107,5	-47,4	-33,0
		V <sub>x</sub>	-3283,8	-141,8	-63,5	-34,2	-50,3
		V <sub>y</sub>	-4510,9	-87,4	-107,5	-47,4	-33,0
		M <sub>x</sub>	-4290,4	-65,9	-74,3	78,5	74,1
		M <sub>y</sub>	-3098,4	-117,9	-37,7	47,1	109,6

Tabela 4.10 – Esforços para dimensionamento dos pilares P3<sub>inf</sub>

Secção	Envolvente	Tipo esforço máx.	N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)
P3 <sub>sup</sub>	Acções verticais e vento	N	-3684,4	-47,0	19,1	36,6	-90,5
		V <sub>x</sub>	-669,5	-100,9	-22,7	-63,0	-175,6
		V <sub>y</sub>	-197,9	17,2	67,9	127,9	31,8
		M <sub>x</sub>	-173,3	15,7	64,6	-143,5	-37,1
		M <sub>y</sub>	-641,0	-98,3	-19,8	28,0	228,1
	Acção sísmica	N	-3010,0	-48,3	1,1	-1,1	-95,4
		V <sub>x</sub>	-561,7	-96,5	-42,9	-91,3	-173,1
		V <sub>y</sub>	-150,8	24,7	77,0	145,8	43,0
		M <sub>x</sub>	-373,3	-87,3	14,1	-174,7	115,5
		M <sub>y</sub>	-513,6	-62,7	7,8	80,2	213,1

Tabela 4.11 – Esforços para dimensionamento dos pilares P3<sub>sup</sub>

Da análise dos valores apresentados anteriormente verifica-se que nas combinações respeitantes à acção sísmica os existem valores dos momentos flectores superiores aos das combinações das acções verticais. No entanto, após o dimensionamento das armaduras longitudinais conclui-se que esses valores não são condicionantes, sendo as combinações das acções verticais e vento aquelas que conduzem a soluções de armadura mais elevadas. Este facto pode nem sempre verificar-se, uma vez que nas zonas sísmicas mais intensas e para terrenos de fundação mais fracos os valores de cálculo da acção sísmica mais de 3 vezes do que no caso em estudo.

#### 4.6.3.2. VIGAS

Neste edifício, as vigas têm como função principal controlar a rotação dos bordos das lajes e reduzir os efeitos do punçoamento dos pilares de extremidade. O controlo da rotação dos bordos mobiliza nas vigas a rigidez de torção. No modelo utilizado essa rigidez não foi contabilizada, daí que não seja realizado um cálculo explícito para definir as armaduras a dispor nestes elementos para ter em conta esse efeito.

As armaduras transversais e longitudinais são determinadas a partir dos valores dos momentos flectores e dos esforços transversos. Os valores desses esforços são muito semelhantes em todos os pisos, já que as acções verticais são iguais. Nas figuras seguintes apresentam-se os valores dos esforços para uma viga.

Tal como nos pilares, a acção sísmica não é condicionante. Apesar disso, nas zonas de maior intensidade sísmica e em terrenos de fundação mais fracos esse facto poderá verificar-se.

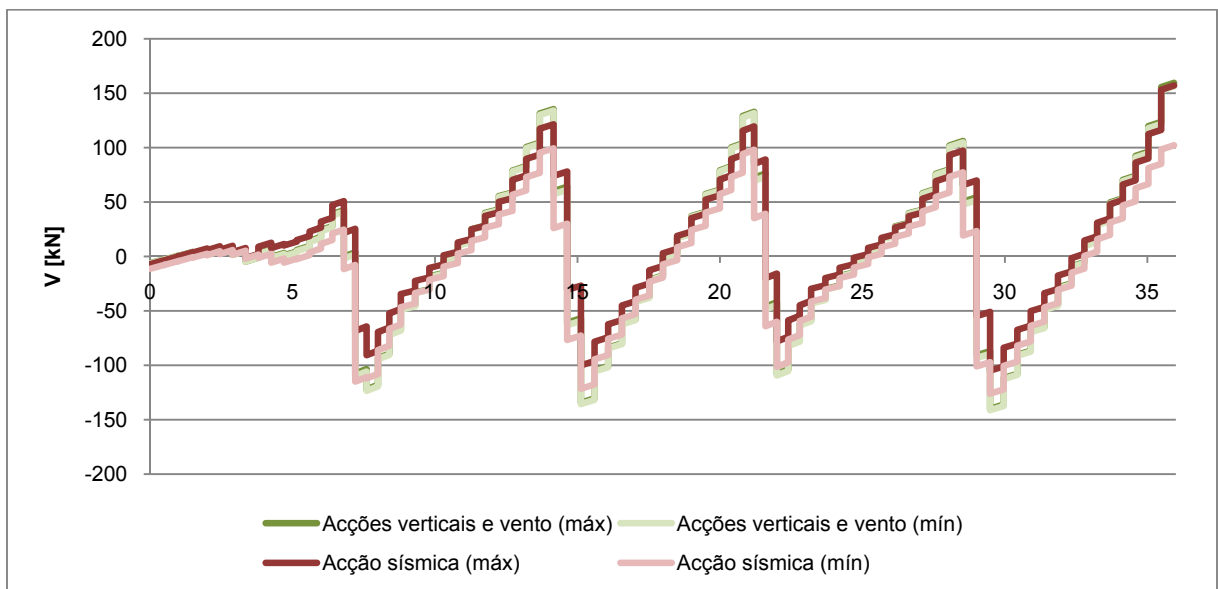


Figura 4.13 – Diagrama de esforço transverso numa viga

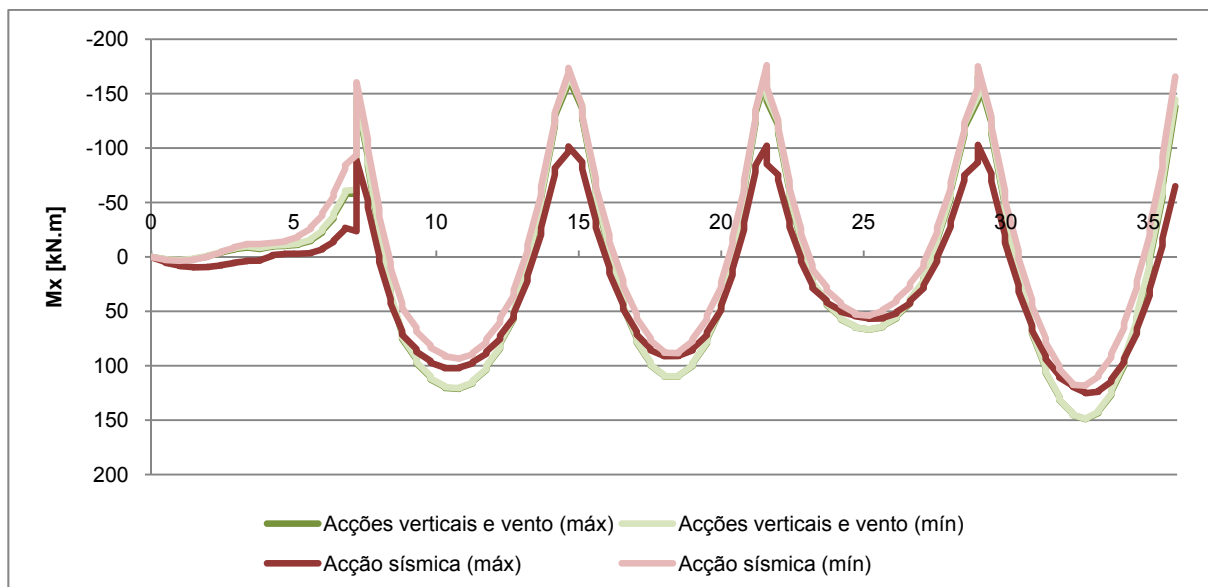
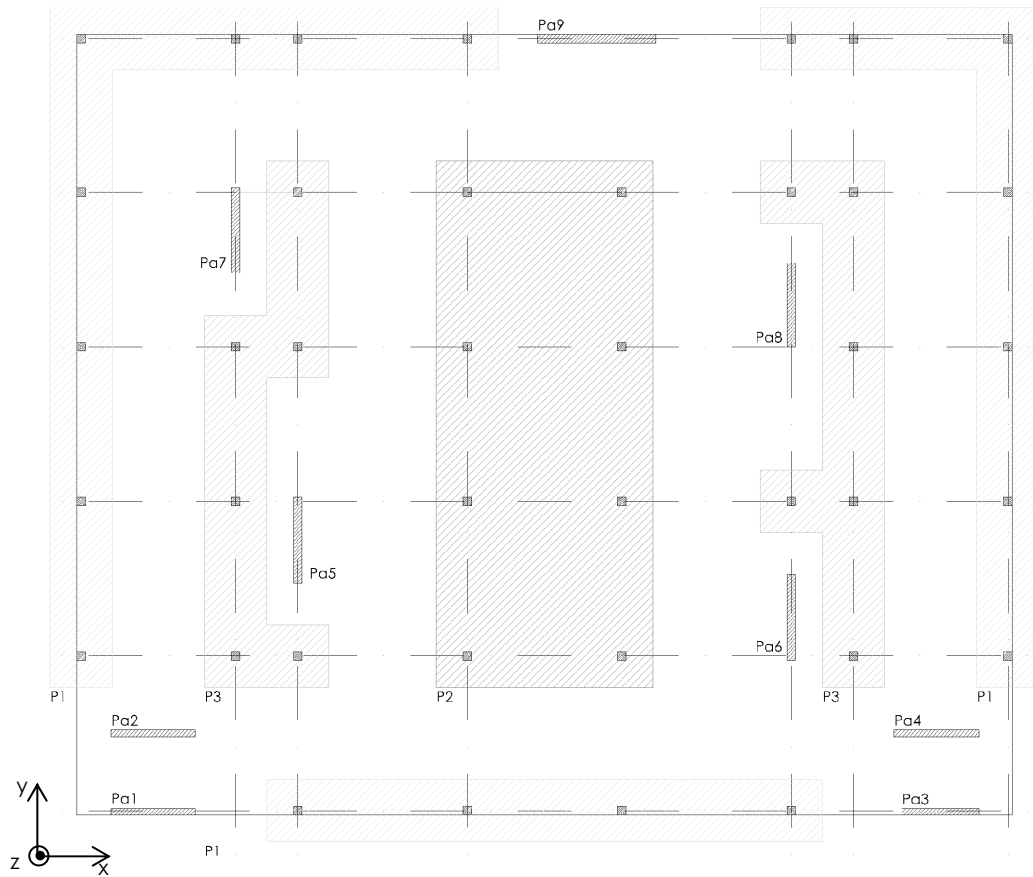


Figura 4.14 – Diagrama de momento flector numa viga

#### 4.6.3.3. PAREDES

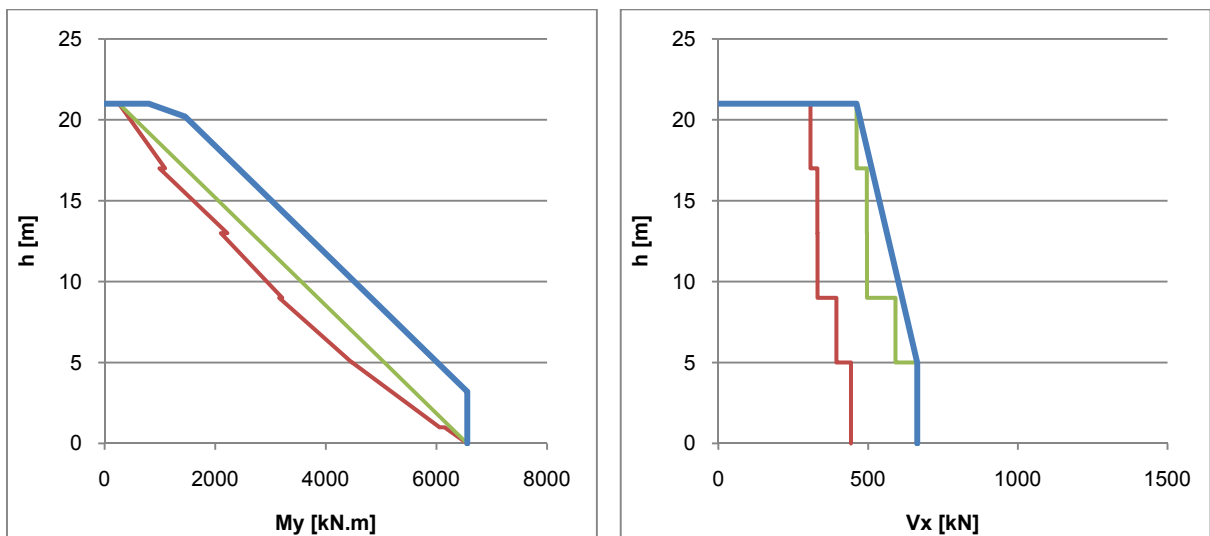
As paredes são os elementos principais de suporte das acções sísmicas. Uma vez que os valores máximos positivos e máximos negativos dos momentos flectores e esforços transversos são semelhantes as secções são simétricas em ambas as direcções. Sendo assim, os valores do momento flector e esforço transversal para dimensionamento são os máximos em valor absoluto. Nos diagramas seguintes estão representados os valores obtidos da análise estrutural face à acção sísmica assim como os diagramas de cálculo, cuja construção é apresentada no capítulo 2. Os diagramas a vermelho representam os valores obtidos da análise estrutural. Os diagramas a verde representam a linearização do diagrama, no caso dos momentos flectores, e a majoração dos esforços em 50%, no caso dos esforços transversos. A linha azul representa o diagrama de cálculo das paredes a partir do qual se procederá ao seu dimensionamento.

Segundo o EC8 só é necessário fazer a construção dos diagramas de cálculo nas direcções de maior rigidez das paredes. Na figura seguinte é representada a planta estrutural, igual à apresentada anteriormente, de forma a melhor identificar a parede e o referencial escolhido.



**Figura 4.15** – Planta estrutural e identificação dos elementos

Os diagramas seguintes apresentam em abcissas o valor do momento flector e do esforço transverso e em ordenadas a altura do edifício, desde as fundações até ao topo das paredes.



**Figura 4.16** – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa1

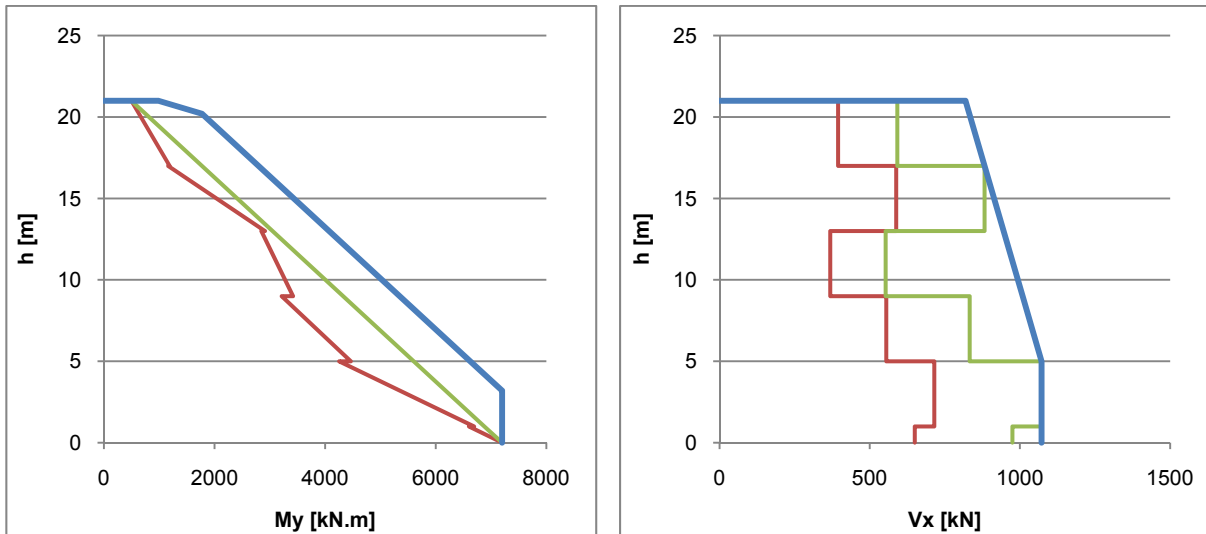


Figura 4.17 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa2

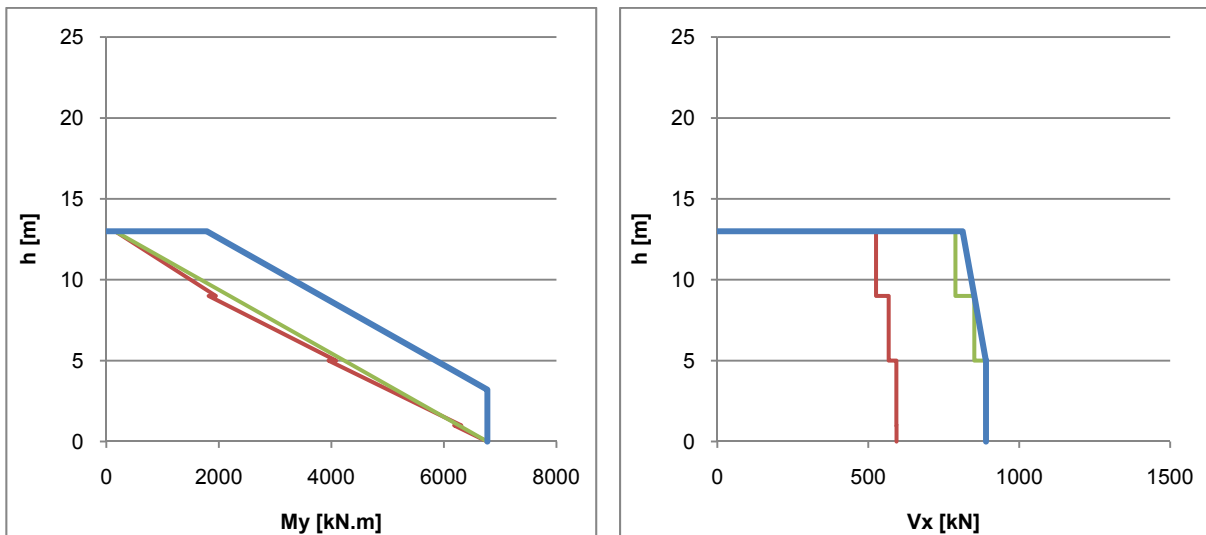


Figura 4.18 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa3

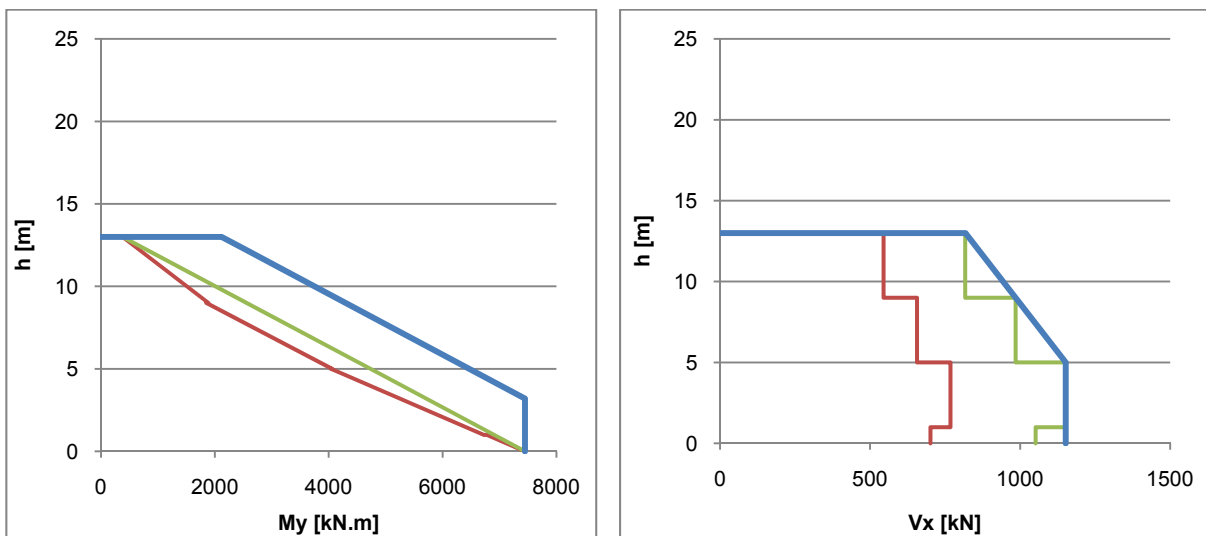


Figura 4.19 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa4

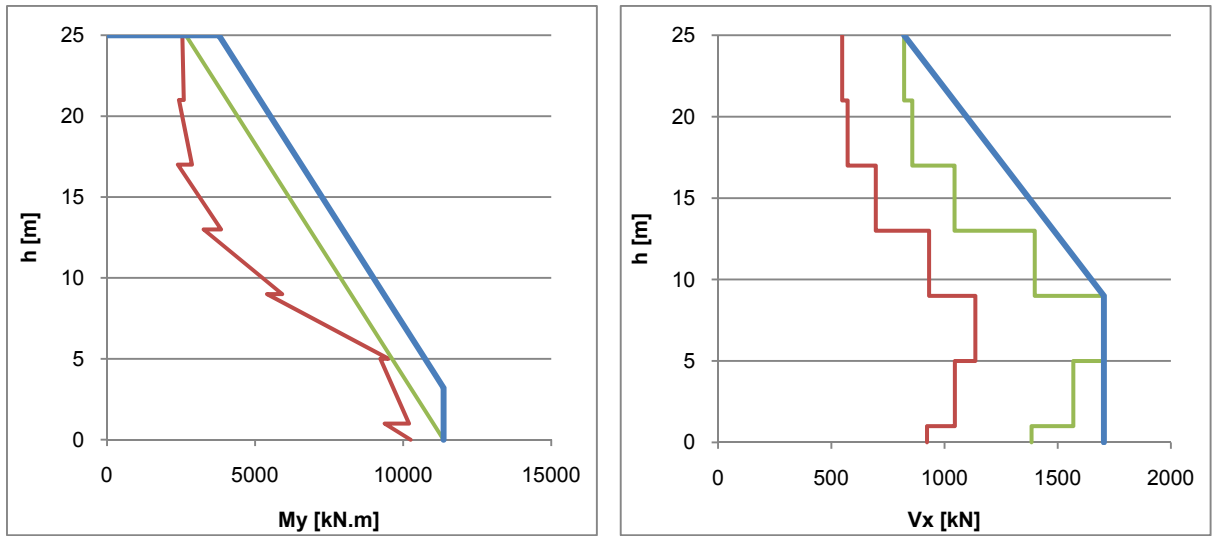


Figura 4.20 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa5

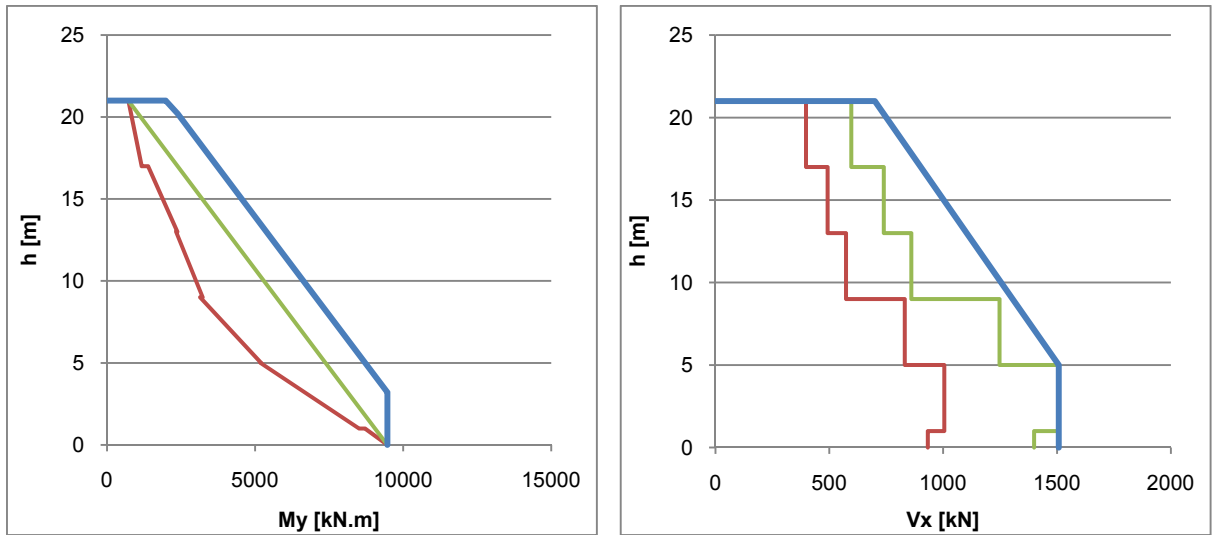


Figura 4.21 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa6

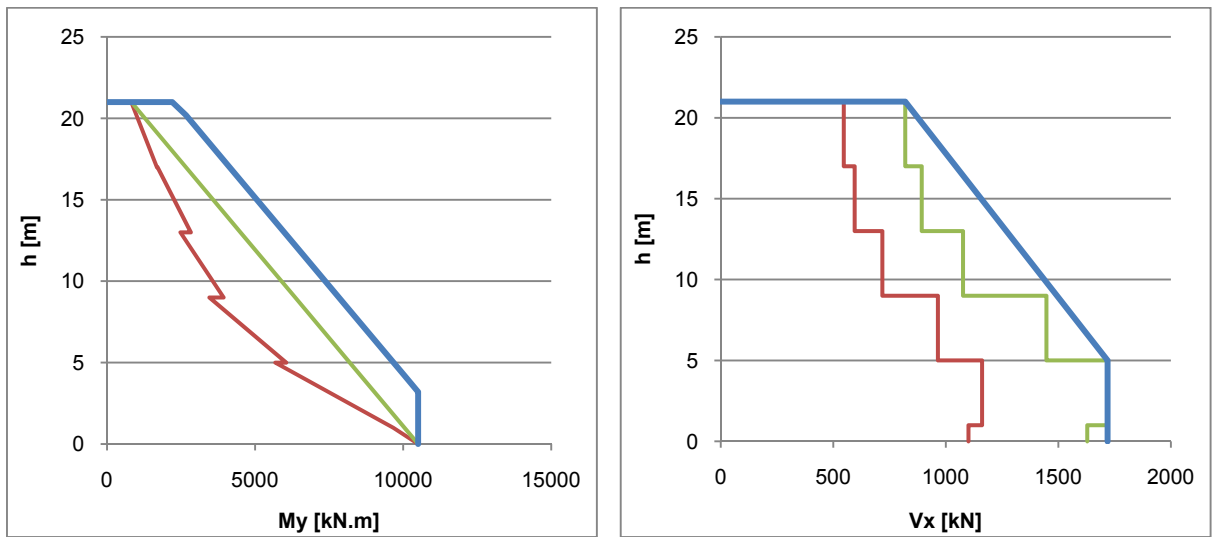


Figura 4.22 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa7

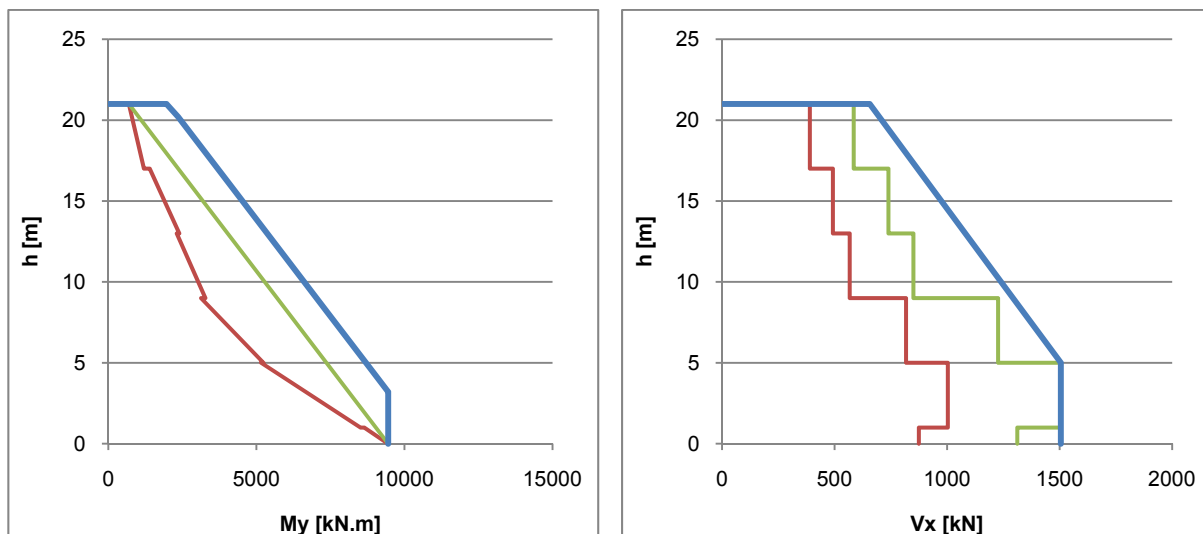


Figura 4.23 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa8

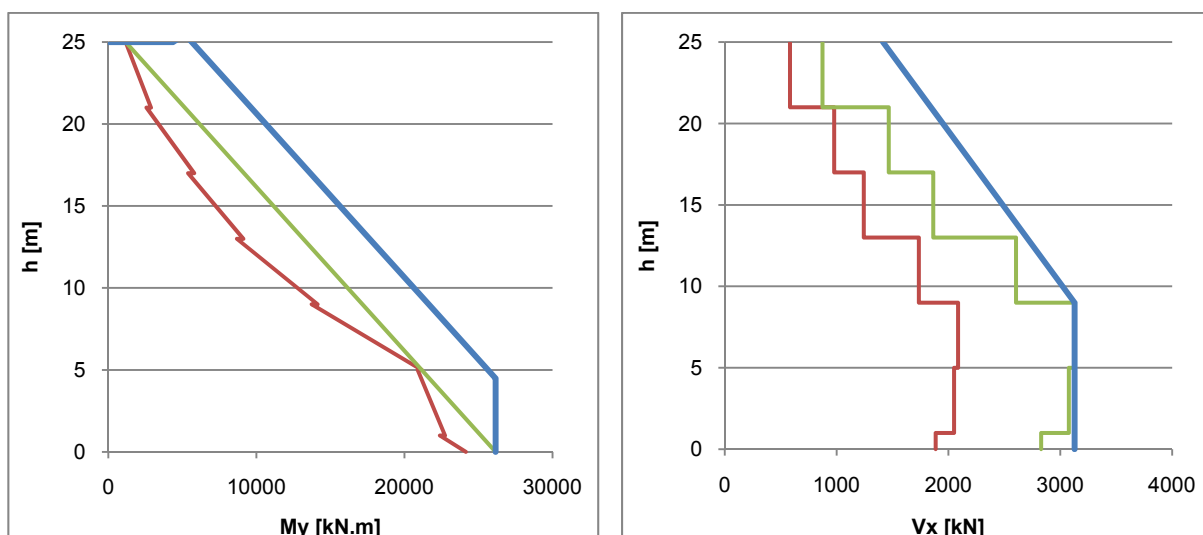


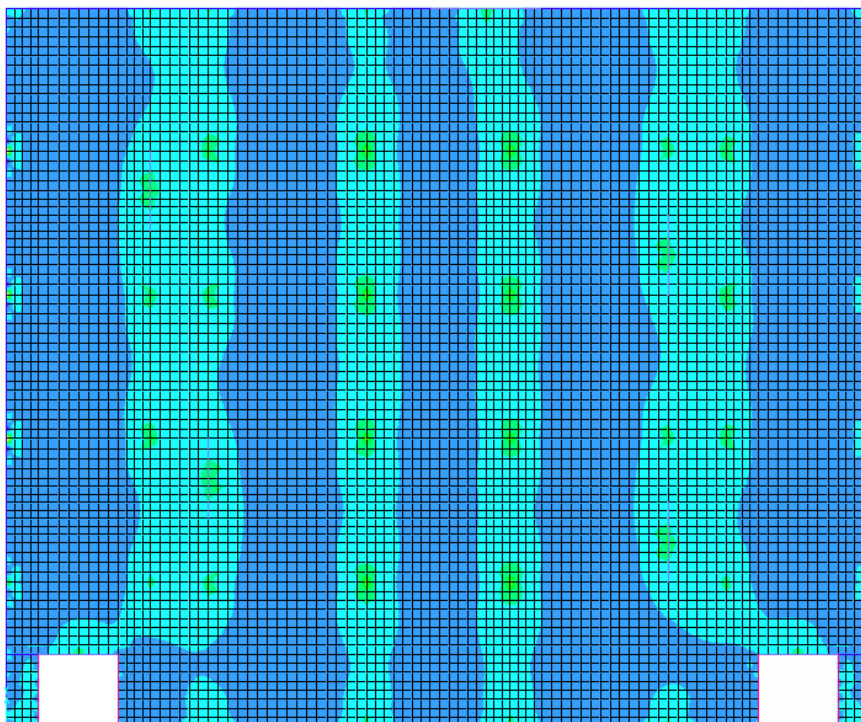
Figura 4.24 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa9

4.6.3.4. LAJES

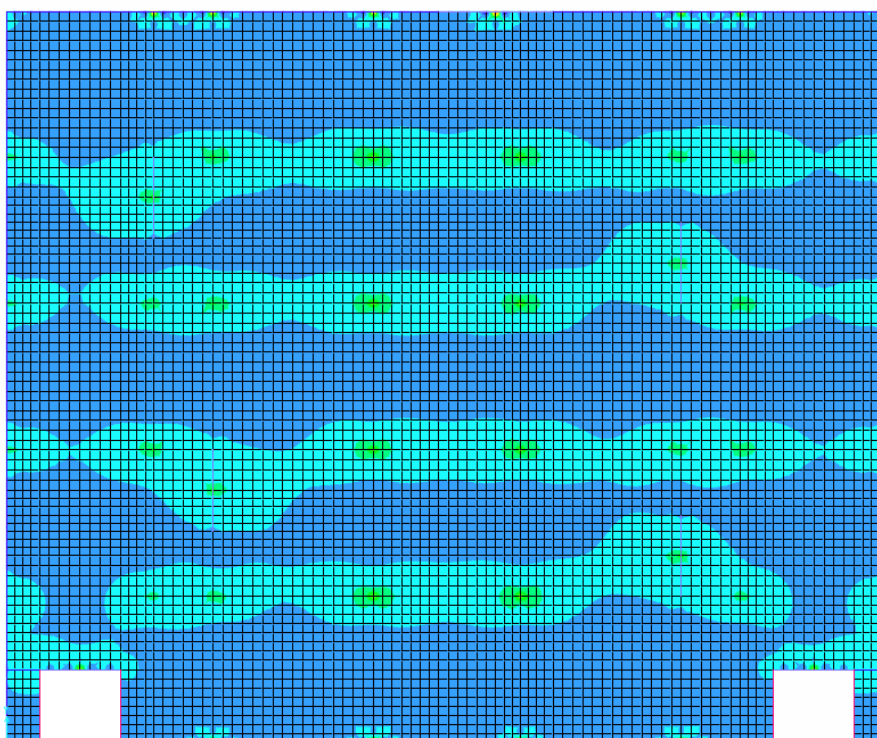
A modelação das lajes foi feita recorrendo a uma malha de elementos finitos. Nestes elementos, os efeitos da acção sísmica fazem-se sentir de forma muito ligeira. Como tal, o dimensionamento destes elementos é realizado tendo em conta as acções verticais.

O facto da acção sísmica ser pouco preponderante nas lajes tem a ver com o facto da sua flexibilidade em relação aos elementos de suporte da acção sísmica (paredes e pilares). Nestes elementos é apenas necessário garantir que a sua resistência a esforços axiais é grande, de forma a compatibilizar as deformações dos elementos verticais.

Nas figuras seguintes são apresentados os diagramas de momentos flectores em ambas as direcções, sendo apresentados os valores nas zonas mais importantes.



**Figura 4.25** – Diagrama de momento flector na direcção 1-1



**Figura 4.26** – Diagrama de momento flector na direcção 2-2

#### 4.7. RESULTADOS ADMITINDO METADE DA RIGIDEZ

Uma das disposições indicadas no EC8 consiste na análise da estrutura considerando uma rigidez de flexão e de corte dos elementos inferior à rigidez definida pela geometria das secções e pelo módulo de elasticidade do material. As ET 05/2007 definem um valor dessa redução de 50% de forma a ter em conta os efeitos da fendilhação do betão.

Nos pontos são apresentados os resultados obtidos fazendo a redução imposta, sendo o modelo utilizado semelhante ao descrito anteriormente com a diferença de se considerar um módulo de elasticidade do betão que corresponde a 50% do módulo de elasticidade médio aos 28 dias, como o considerado anteriormente.

##### 4.7.1. MODOS DE VIBRAÇÃO

Os modos de vibração considerados são os mesmos considerados na análise da estrutura apresentada anteriormente.

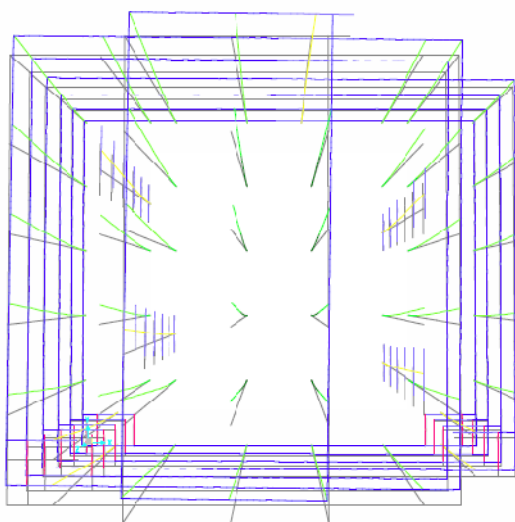


Figura 4.27 – 1º Modo de vibração (translação em y)

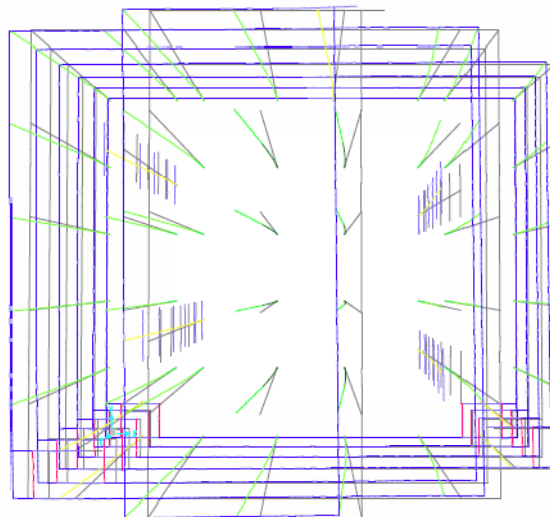


Figura 4.28 – 2º Modo de vibração (translação em x)

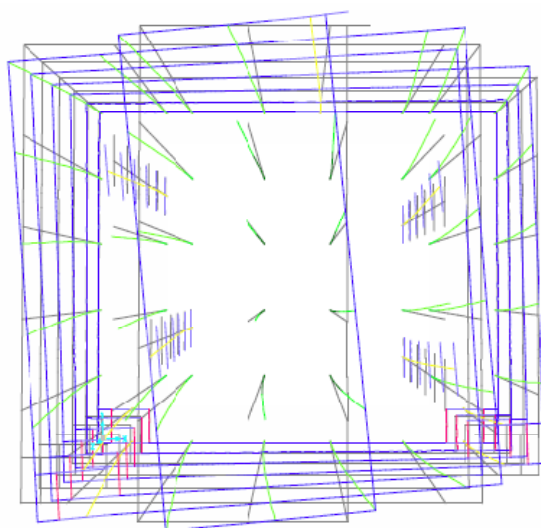


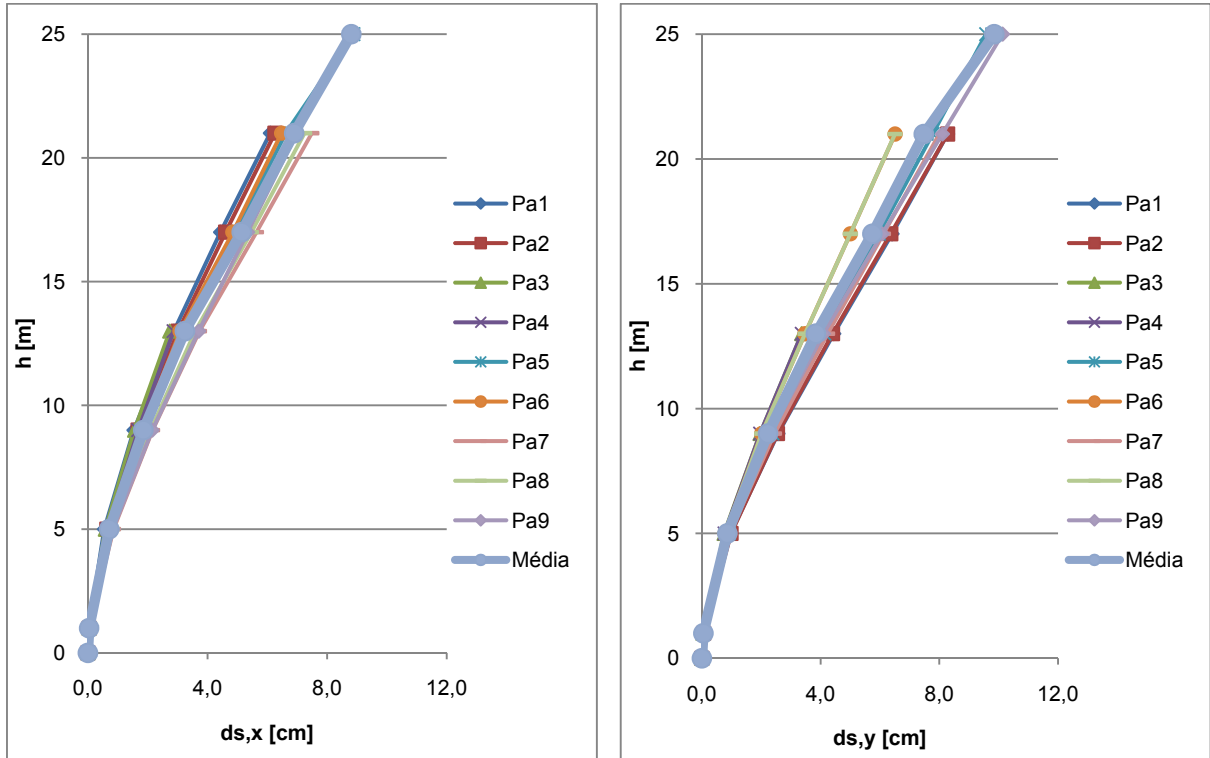
Figura 4.29 – 3º Modo de vibração (rotação)

Modo de vibração	f (Hz)	T (s)
1º	0,726	1,377
2º	0,809	1,236
3º	1,082	0,924
4º	2,250	0,444
5º	2,752	0,363
6º	3,343	0,299
7º	3,934	0,254
8º	4,134	0,242
9º	4,267	0,234
10º	4,482	0,223

Tabela 4.12 – Modos de vibração

### 4.7.2. DESLOCAMENTOS

Os deslocamentos máximos obtidos considerando metade da rigidez são determinados da mesma forma abordada anteriormente.



Figuras 4.30 e 4.31 – Deslocamentos máximos (esquerda – dir. x; direita – dir. y)

Os valores da deriva entre pisos são calculados a partir da média dos deslocamentos horizontais de cada parede em cada direcção e resultam da razão entre a diferença de deslocamentos entre pisos e o pé-direito.

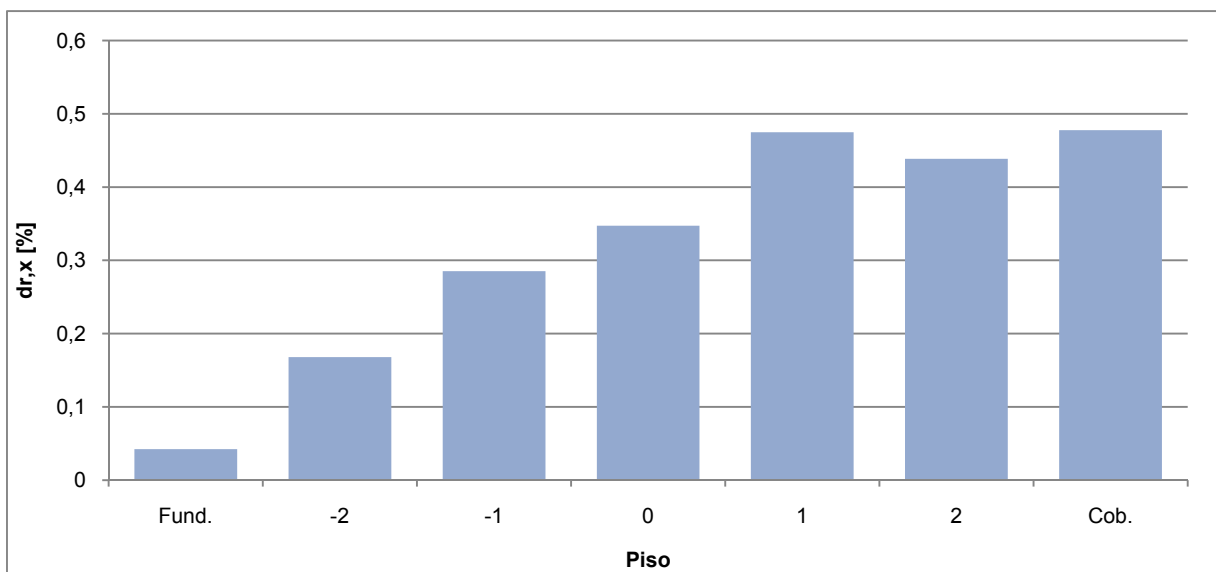
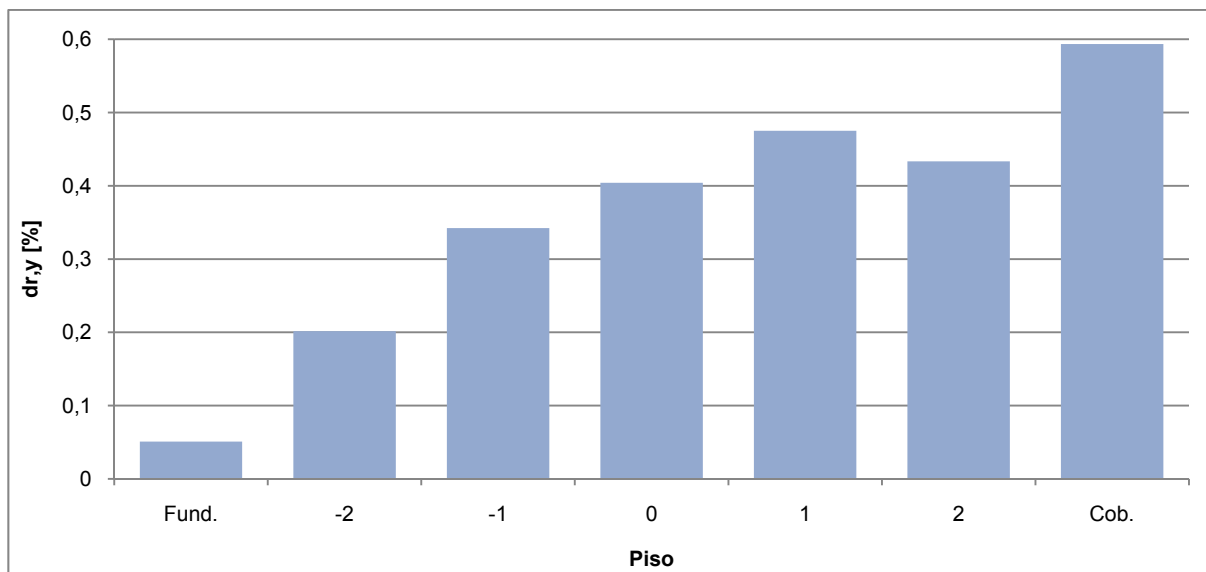


Figura 4.32 – Deriva entre pisos (direcção x)



**Figura 4.33 – Deriva entre pisos (direcção y)**

Da análise dos diagramas apresentados nas figuras anteriores conclui-se que os limites impostos pelas ET 05/2007 para a deriva entre pisos são cumpridos (caso a prumada das tubagens atravessasse apenas um piso), sendo o valor limite para as instalações de eléctricas, mecânicas e de águas e esgotos de 1,5%.

Quanto à dimensão da junta estrutural entre os edifícios, a normas hospitalares indicam que esta deverá ser igual à raiz quadrada da soma dos deslocamentos ao quadrado. Partindo do princípio que o edifício contíguo apresenta deslocamentos semelhantes face ao sismo a dimensão da junta estrutural seria de 12,5 cm.

### 4.7.3. ESFORÇOS

#### 4.7.3.1. PILARES

No caso dos pilares a redução da rigidez não tem influência no seu dimensionamento, já que os esforços condicionantes são os resultantes das combinações das acções verticais. No entanto, para situações em que a acção sísmica é apresenta maior intensidade, poderão ser obtidos maiores esforços para essa acção.

Sendo assim, os esforços para dimensionamento destes elementos são os resultantes das combinações de acções verticais, apresentados nas tabelas relativas aos esforços em pilares no ponto 4.6.3..

#### 4.7.3.2. VIGAS

A redução do módulo de elasticidade em 50% não tem efeitos em acções estáticas, como as acções verticais e a acção do vento (considerada estática em edifícios baixos). Uma vez que a intensidade das acções é a mesma e a redução do módulo de elasticidade do material é igual em todos os elementos, a

distribuição dos esforços pelos elementos é igual. Como se pode ver nos diagramas de momentos fletores e esforço transverso apresentado no ponto relativo aos esforços em vigas para a rigidez em estado não fendilhado, as acções condicionantes nestes elementos são as acções verticais. Sendo assim dispensa-se a apresentação dos diagramas.

#### 4.7.3.3. PAREDES

Por serem os elementos de suporte principais da acção sísmica, a redução da rigidez vai-se fazer sentir de forma vincada nestes elementos. A redução da rigidez vai conduzir a um aumento do período de vibração natural em todos os modos, já que a massa permanece constante. Esse aumento do período tem como consequência uma diminuição da acção sísmica, e a consequente redução dos esforços nos elementos de suporte desta acção.

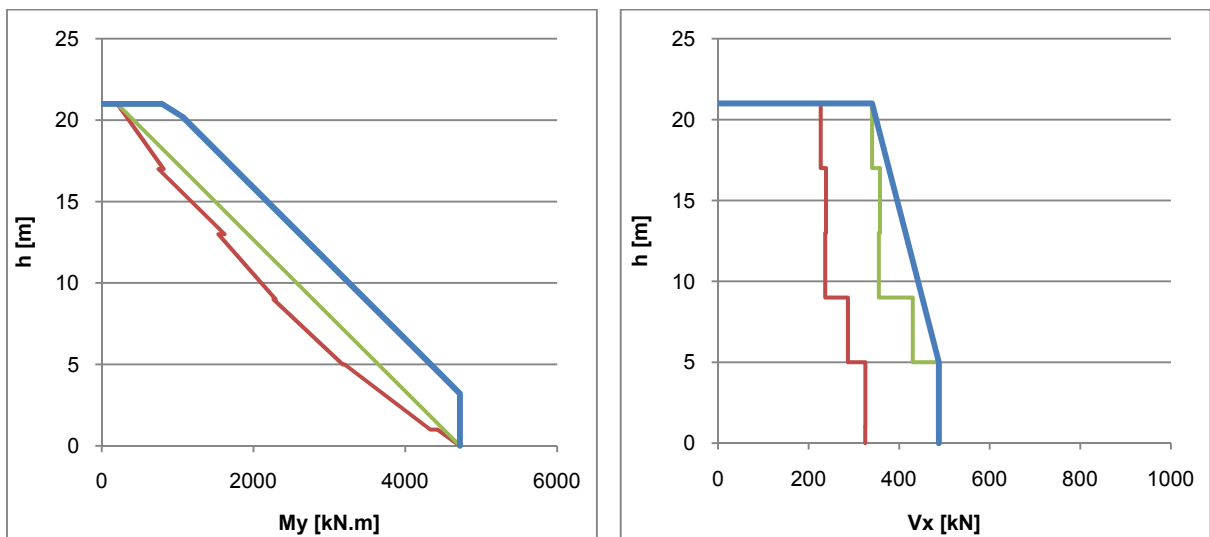


Figura 4.34 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa1

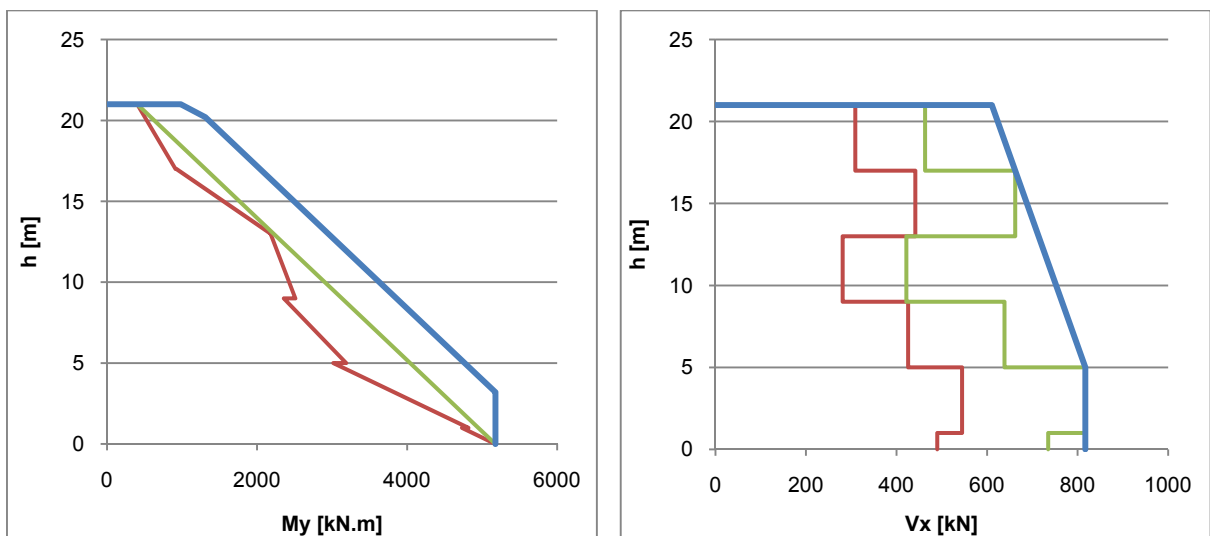


Figura 4.35 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa2

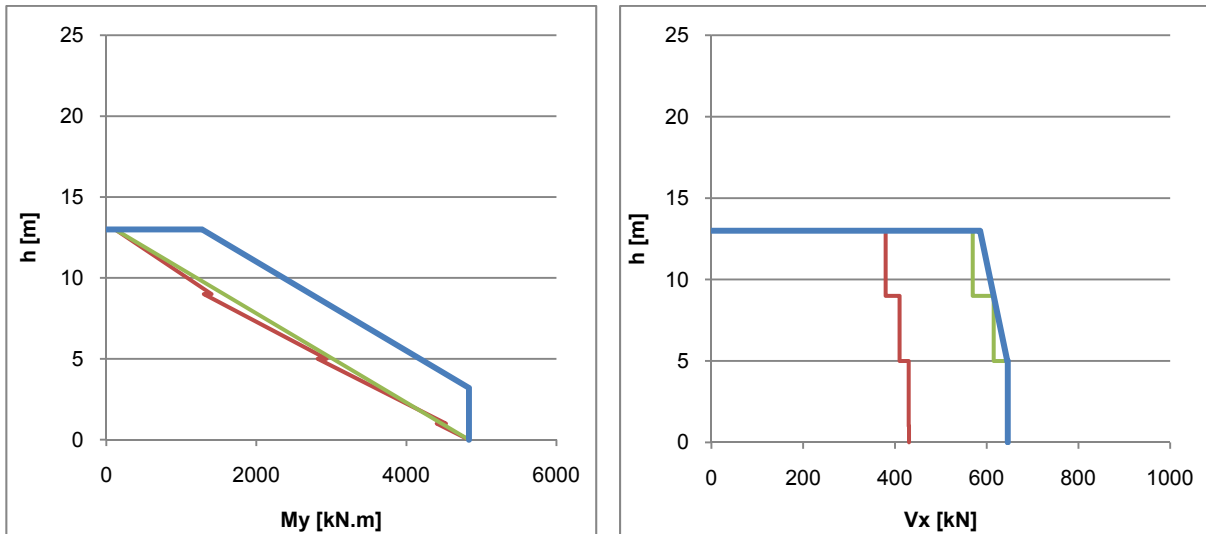


Figura 4.36 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa3

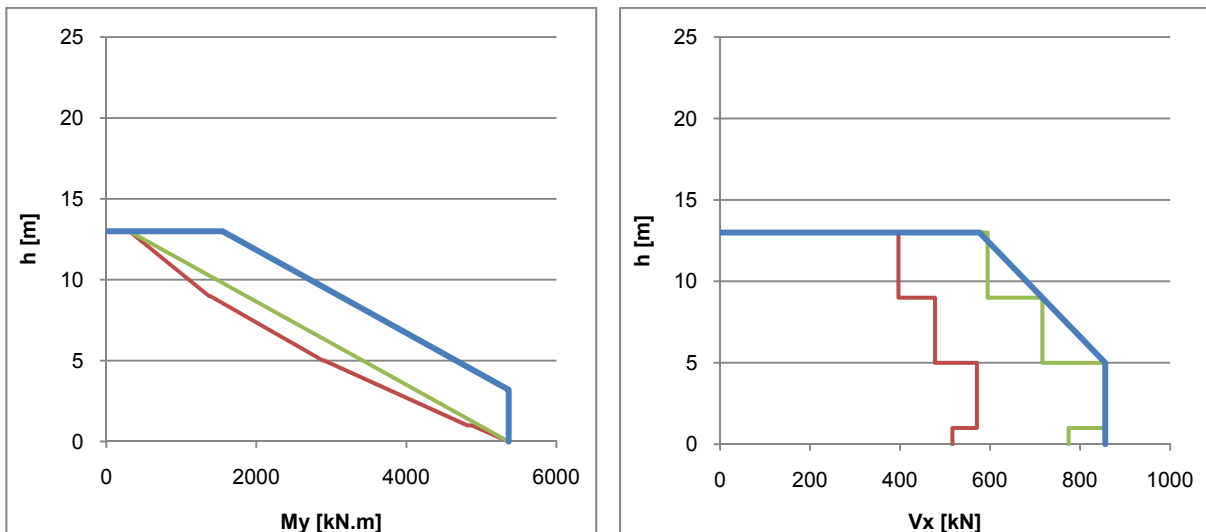


Figura 4.37 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa4

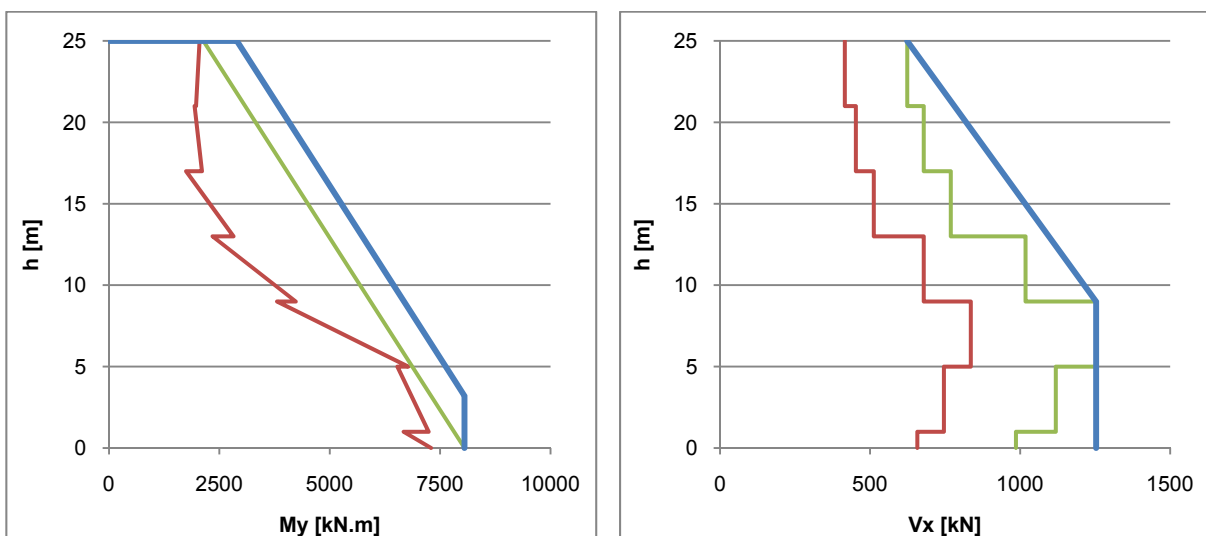


Figura 4.38 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa5

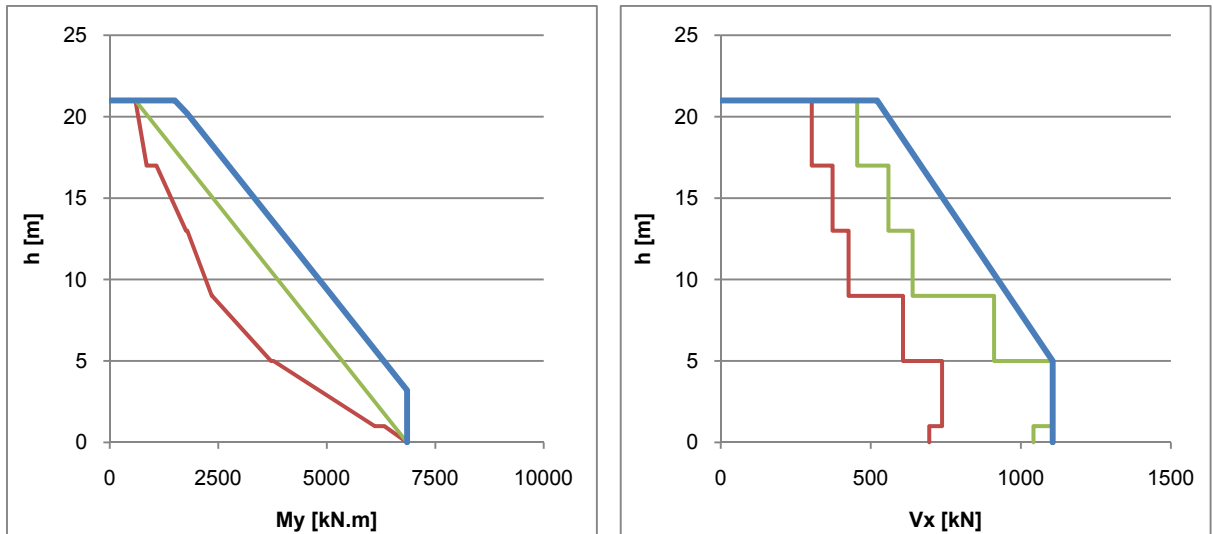


Figura 4.39 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa6

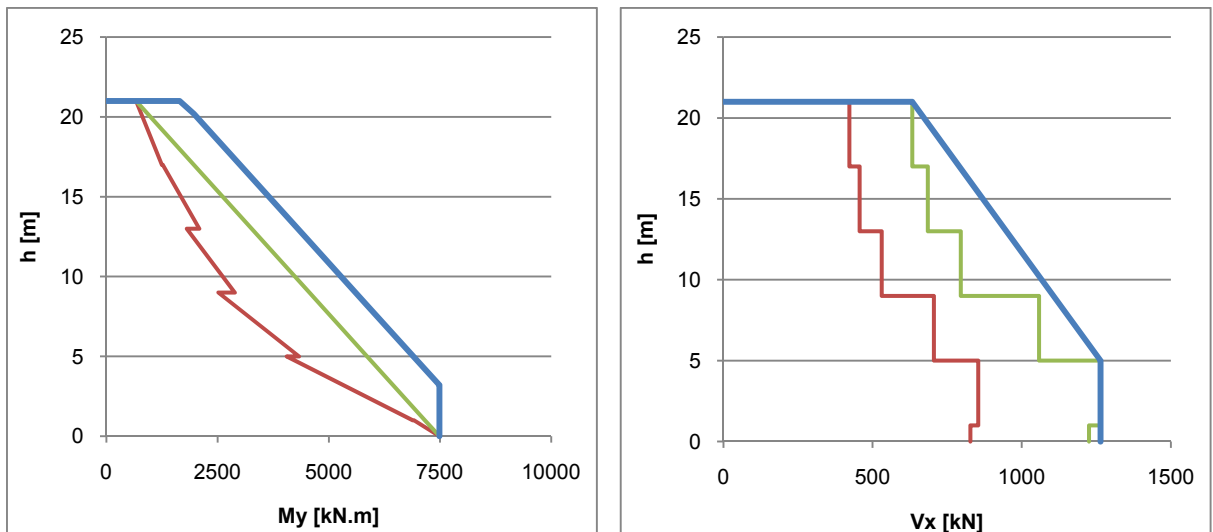


Figura 4.40 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa7

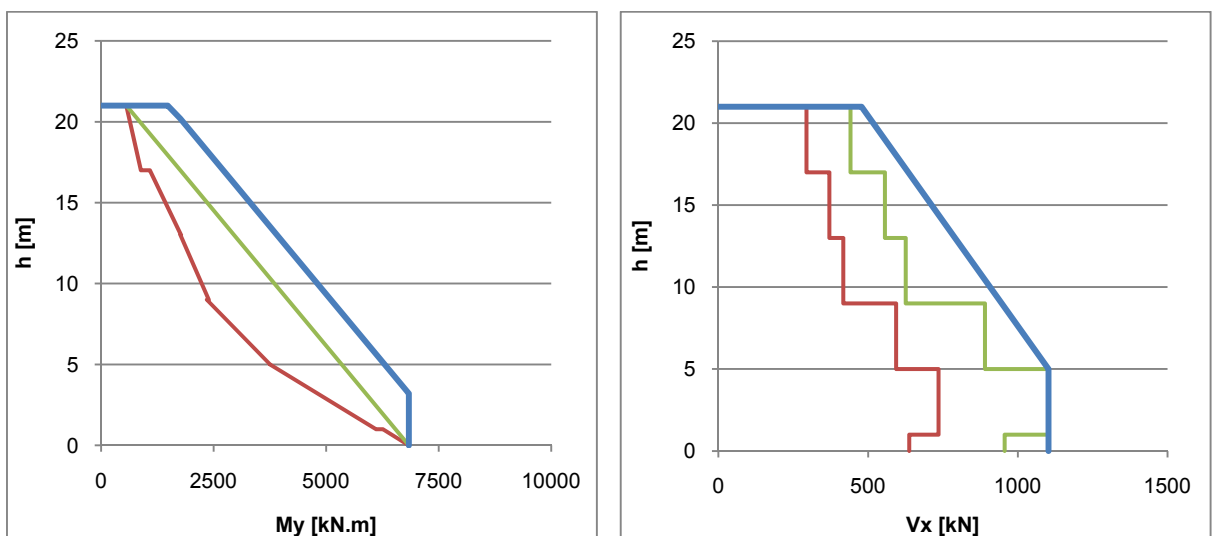


Figura 4.41 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa8

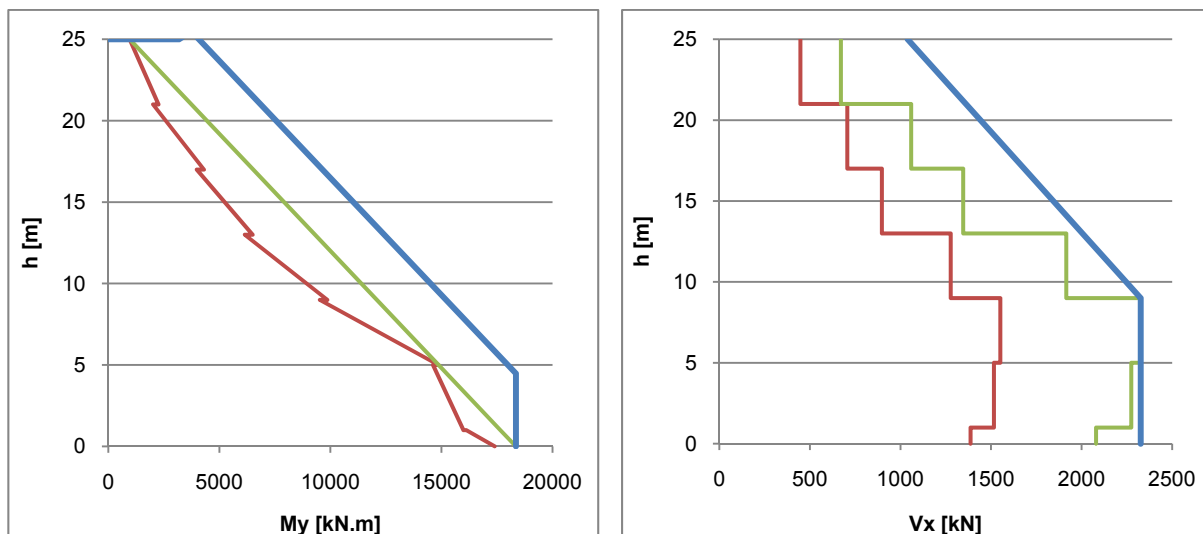


Figura 4.42 – Diagrama de momento flector e esforço transverso da parede Pa9

Comparando os diagramas apresentados anteriormente, referentes à redução da rigidez para metade, com os diagramas resultantes considerando a rigidez em estado não fendilhado verifica-se que existe uma redução. Verifica-se também que a forma dos diagramas se mantém.

No capítulo cinco será feita a comparação dos resultados, a partir da qual se retirarão conclusões.

#### 4.8. VERIFICAÇÃO DO ESTADO DE LIMITAÇÃO DE DANOS

A limitação de danos em edifícios hospitalares assume um papel muito importante, já que este tipo de edifícios necessita de manter a operacionalidade em caso de ocorrência dos mais variados fenómenos. Devido às características da acção sísmica, os danos provocados por esses fenómenos devem-se maioritariamente aos deslocamentos horizontais.

Sendo assim, as normas hospitalares apontam para valores de deriva entre pisos de forma a que as diversas instalações mantenham o seu funcionamento. O critério de limitação de danos em painéis de alvenaria inclusos não é condicionante visto que os limites impostos pelo EC8 são superiores aos impostos pelas ET 05/2007. Ainda assim, as normas hospitalares referem a consideração do painéis de alvenaria inclusos no modelo para limitação de danos, uma vez que conferem à estrutura uma rigidez adicional.

As normas hospitalares especificam também a verificação das acelerações ao nível de cada piso já que nestes edifícios existem diversos equipamentos sensíveis a este efeito. As limitações às acelerações são impostas pela sensibilidade do equipamento, não sendo feita esta verificação por se desconhecer os equipamentos que serão instalados no edifício.

O modelo utilizado na verificação do estado de limitação de danos é baseado no modelo utilizado para dimensionamento e verificações em estado limite último, tendo sido acrescentado as escoras que modelam os painéis de alvenaria inclusos exteriores. A acção sísmica é definida a partir do espectro de cálculo, correspondendo o valor da aceleração nominal máxima ao estado de limitação de danos.

O módulo de elasticidade utilizado corresponde ao estado fendilhado, tal como referem as normas.

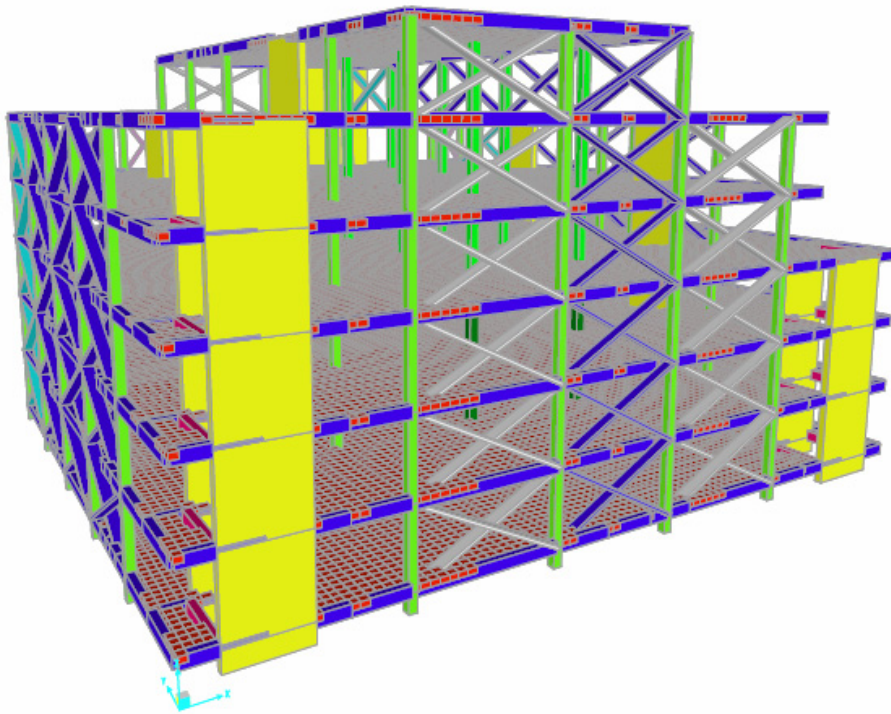
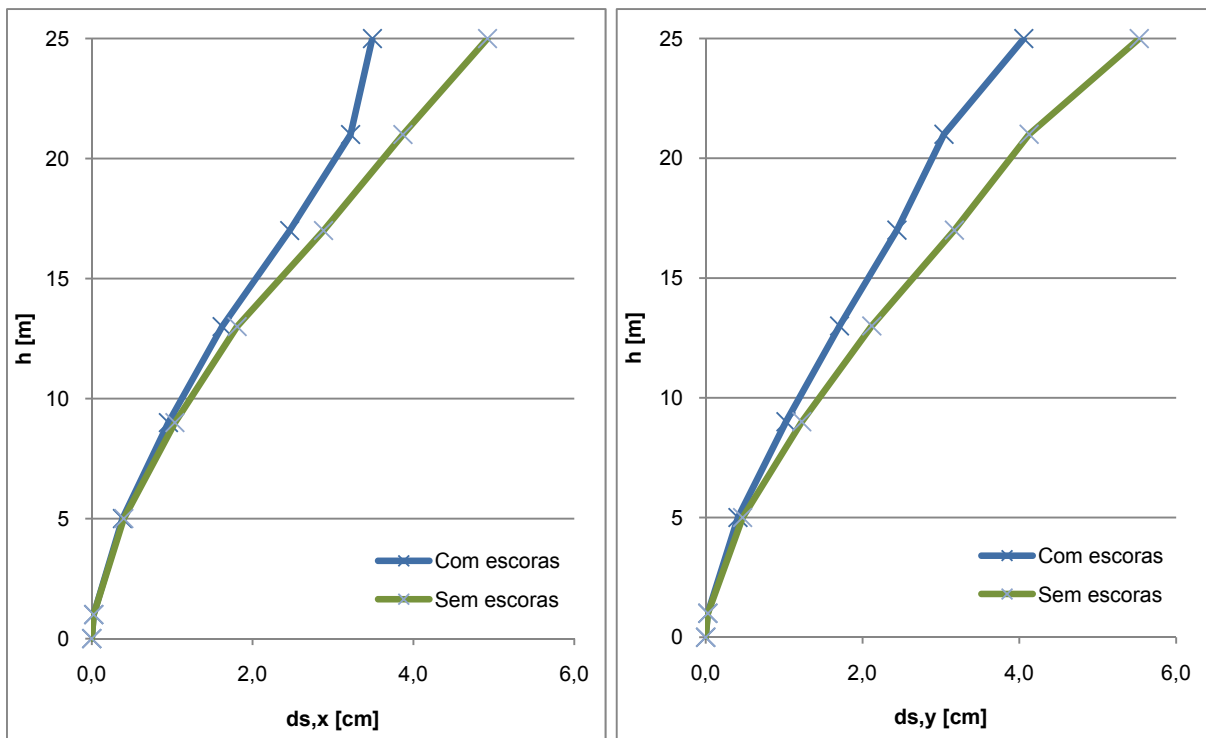


Figura 4.43 – Modelo utilizado para verificação do estado de limitação de danos

De forma a verificar a influência dos painéis de alvenaria foi realizado um modelo em que se retiram as escoras. Os deslocamentos médios obtidos nas paredes são apresentados nas figuras seguintes.



Figuras 4.44 e 4.45 – Deslocamentos máximos em estado de limitação de danos (esquerda– dir.x; direita– dir.y)

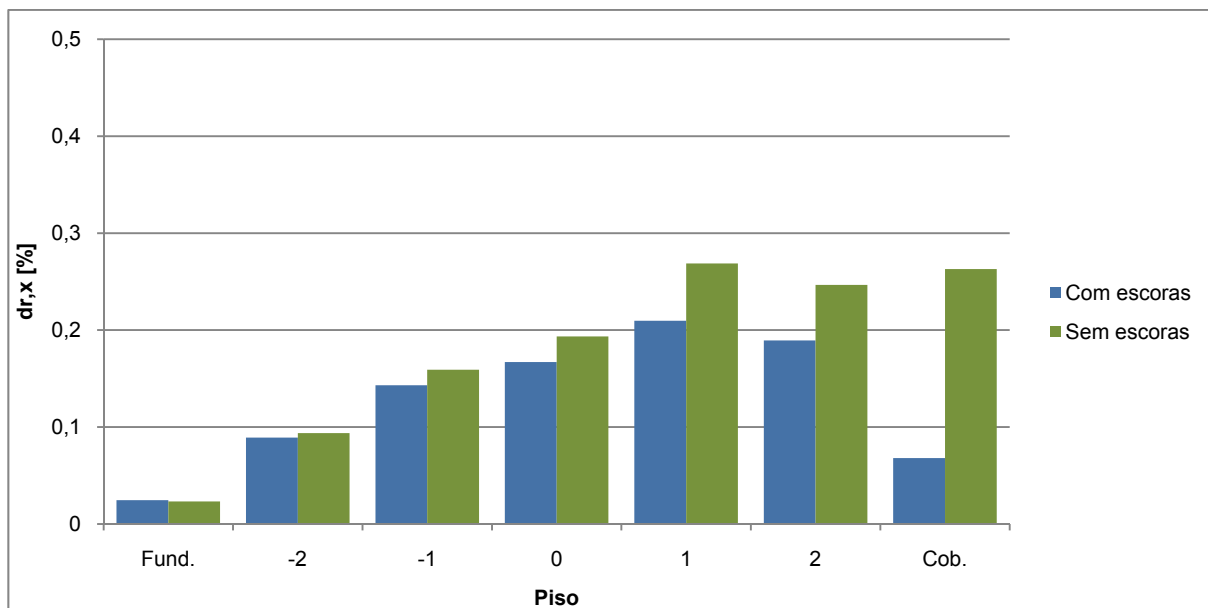


Figura 4.46 – Deriva entre pisos (direcção x)

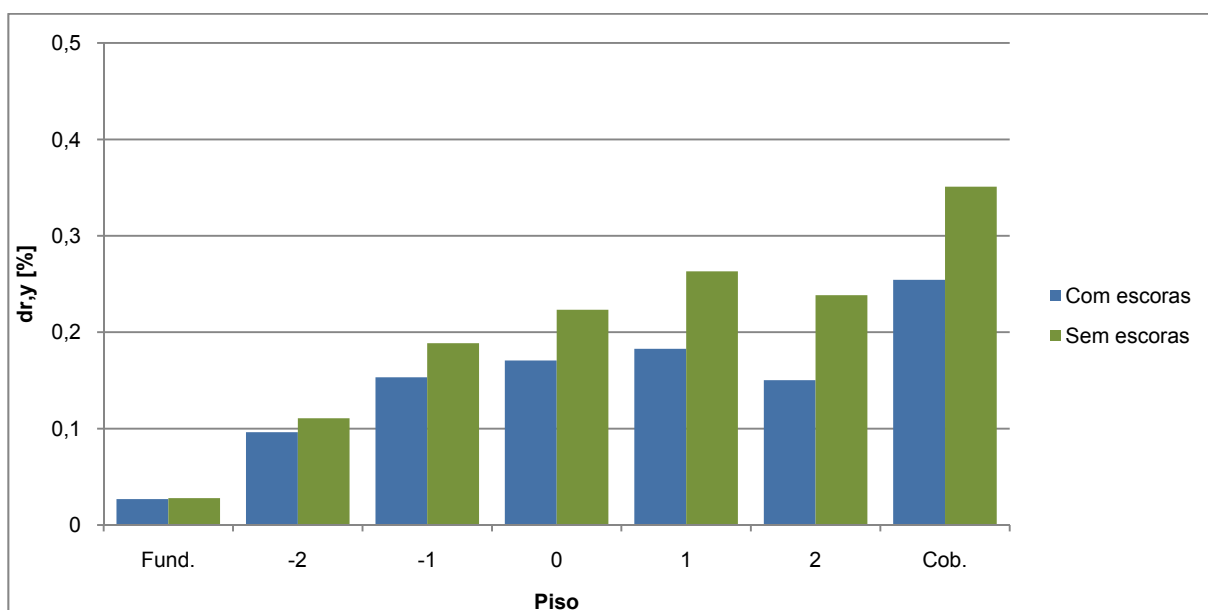


Figura 4.47 – Deriva entre pisos (direcção y)

A deriva deve ser garantida entre pisos cujas prumadas das tubagens atravessarem. Sendo assim, as prumadas das tubagens podem atravessar de forma contínua os pisos cuja soma das derivas seja inferior a 0,5%.

Nas figuras anteriores é possível verificar a influência das paredes de alvenaria.

# 5

## CONCLUSÃO

### 5.1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho teve como objectivo estudar algumas das disposições presentes no EC8 e nas normas hospitalares, as ET 05/2007, para a concepção de edifícios hospitalares sismo-resistente.

Pelo facto de nas estruturas sismo-resistentes se explorar as deformações em regime não-linear, o projecto destas estruturas torna-se mais complexo do que em estruturas onde essas propriedades não são exploradas. Nos edifícios hospitalares a complexidade aumenta ainda mais, uma vez que é necessário incorporar nestas estruturas um conjunto de instalações e equipamentos que condicionam os deslocamentos e as acelerações das estruturas. Como tal, a concepção de edifícios hospitalares é um trabalho multidisciplinar, onde a comunicação entre os arquitectos e os engenheiros é fundamental para que quem concebe a estrutura adequa a solução às restrições impostas.

Neste trabalho foram analisadas as disposições do EC8 relativamente à quantificação da acção sísmica, que envolve a importância do tipo de edifício e a forma como se pretende que a energia do sismo seja dissipada, as disposições para cada elemento estrutural relativas a armaduras longitudinais e transversais e os modelos e métodos de análise passíveis de ser utilizados.

Com o estudo de um caso concreto pretendeu-se integrar as disposições e metodologias indicadas nos capítulos dois e três a um edifício hospitalar, onde foi verificada a influência da redução da rigidez imposta nas normas hospitalares e a influência dos painéis de alvenaria no comportamento da estrutura quando sujeita a um sismo de serviço.

No presente capítulo pretende-se comparar os resultados obtidos e tirar algumas conclusões.

## 5.2. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Como foi abordado anteriormente, a redução da rigidez conduz, em geral, a uma redução dos esforços. Este facto tem a ver com o aumento do período de vibração natural, a partir do qual é quantificada a intensidade da acção sísmica para o grau de liberdade correspondente. Olhando para o diagrama a seguir apresentado verifica-se que se o período de vibração natural correspondente à rigidez total for inferior a  $T_B$  e o correspondente à redução da rigidez for inferior a  $T_C$ , a redução da rigidez conduz a maiores esforços e maiores deslocamentos. Se ambos os períodos estiverem entre  $T_B$  e  $T_C$  os esforços serão iguais e os deslocamentos serão maiores para o caso da redução da rigidez. Se forem superiores a  $T_C$  os esforços para o caso da redução da rigidez são sempre menores.

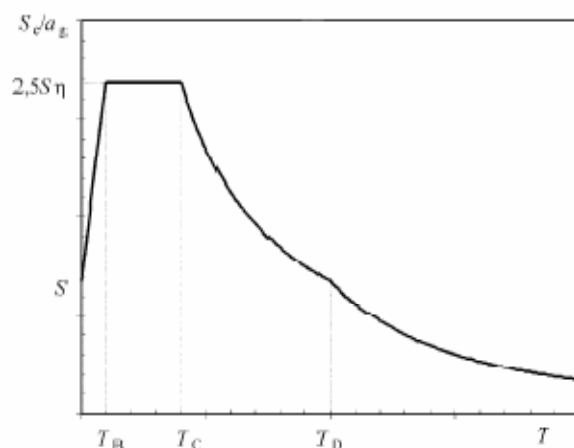


Figura 5.1 – Forma do espectro de resposta

Nas estruturas correntes o primeiro período de vibração raramente é inferior a 1s. Sendo  $T_C$  igual a 0,6s, ou 0,8s para o solo do tipo D, a intensidade da acção sísmica é definida pelo ramo descendente do diagrama. Sendo assim, a redução da rigidez conduz a esforços menores face à acção sísmica.

Este facto levanta a questão de se não se estará a subdimensionar a estrutura pelo facto de se considerar a redução da rigidez. As normas hospitalares referem que a redução da rigidez em 50% reflecte a fendilhação da estrutura. Mas se a fendilhação se traduzir numa redução da rigidez inferior a 50%, caso o sismo de cálculo ocorra a estrutura não está preparada para o receber.

Nas tabelas seguintes são apresentados os resultados obtidos nas paredes face à acção sísmica, sendo posteriormente feita uma análise desses valores.

A comparação entre os resultados obtido é feita a partir do quociente entre os valores obtidos para a redução da rigidez em 50% e os valores obtidos para a rigidez total.

## 5.2.1. ESFORÇOS E ARMADURAS

	Rigidez total			Redução da rigidez (50%)			Comparação		
	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kN.m]	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kN.m]	N	V	M
Pa1	-1669,9	664,3	6556,1	-1716,3	487,7	4720,3	102,8%	73,4%	72,0%
Pa2	-4016,8	1072,2	7199,1	-4064,5	817,1	5177,4	101,2%	76,2%	71,9%
Pa3	-1134,7	889,9	6774,3	-1163,6	646,0	4833,4	102,5%	72,6%	71,3%
Pa4	-2643,1	1151,9	7449,5	-2666,7	855,9	5363,8	100,9%	74,3%	72,0%
Pa5	-7757,9	1704,1	11368,1	-7789,6	1253,6	8052,7	100,4%	73,6%	70,8%
Pa6	-6802,3	1507,6	9466,2	-6832,3	1106,4	6850,9	100,4%	73,4%	72,4%
Pa7	-7037,9	1718,7	10505,8	-7070,2	1264,3	7485,4	100,5%	73,6%	71,3%
Pa8	-6586,0	1505,1	9453,4	-6617,7	1102,6	6836,9	100,5%	73,3%	72,3%
Pa9	-5283,0	3128,5	26160,0	-5334,4	2326,7	18355,0	101,0%	74,4%	70,2%

Tabela 5.1 – Comparação entre esforços obtidos na base das paredes

Como se pode ver na tabela 5.1, a redução da rigidez conduz a uma redução do esforço transversal e do momento flector na base das paredes de cerca de 26% e 28%, respectivamente. Nos valores do esforço axial não há variações significativas, uma vez que, por as acções verticais e vento serem consideradas estáticas, não há variação da sua intensidade pela alteração da rigidez. Os valores apresentados referem-se à direcção de maior inércia das paredes, não sendo considerados os momentos na direcção de menor inércia por serem irrelevantes nesta comparação.

	Rigidez total		Redução da rigidez (50%)		Comparação	
	Dir. x [kN]	Dir. y [kN]	Dir. x [kN]	Dir. y [kN]	Dir. x	Dir. y
Paredes	4298,3	3964,5	3133,0	2902,5	72,9%	73,2%
Pilares	797,7	866,2	610,3	591,0	76,5%	68,2%
Total	5096,0	4830,8	3743,3	3493,5	73,5%	72,3%

Tabela 5.2 – Comparação entre o corte basal nos pilares, paredes e total

Da análise dos valores obtidos do corte basal verifica-se que há uma redução do corte basal em ambos os elementos de suporte da acção sísmica. Essa redução é semelhante à obtida nos esforços.

É também possível verificar dos valores apresentados anteriormente que os elementos principais de suporte da acção sísmica são as paredes, sendo cerca de 85% da acção sísmica absorvida por estes elementos.

	Rigidez total				Redução da rigidez (50%)				Comparação	
	Longitudinal		Horizontal/ Transversal		Longitudinal		Horizontal/ Transversal		Long.	Transv.
	Sol.	A [cm <sup>2</sup> ]	Sol.	A [cm <sup>2</sup> /m]	Sol.	A [cm <sup>2</sup> ]	Sol.	A [cm <sup>2</sup> /m]		
Pa1	16φ20 + 12φ12	63,8	φ10//.40/ 2rφ10//.10	2,0/ 15,7	14φ16 + 12φ12	41,7	φ10//.40/ 2rφ10//.09	2,0/ 17,5	65,4%	100%/ 111,1%
Pa2	14φ16 + 12φ12	41,7	φ10//.40/ 2rφ10//.08	2,0/ 19,6	14φ16 + 12φ12	41,7	φ10//.40/ 2rφ10//.09	2,0/ 17,5	100,0%	100%/ 88,9%
Pa3	16φ20 + 12φ12	63,8	φ10//.40/ 2rφ10//.10	2,0/ 15,7	14φ16 + 12φ12	41,7	φ10//.40/ 2rφ10//.09	2,0/ 17,5	65,4%	100%/ 111,1%
Pa4	14φ16 + 12φ12	41,7	φ10//.40/ 2rφ10//.08	2,0/ 19,6	14φ16 + 12φ12	41,7	φ10//.40/ 2rφ10//.09	2,0/ 17,5	100,0%	100%/ 88,9%
Pa5	14φ16 + 12φ12	41,7	φ10//.40/ 2rφ10//.08	2,0/ 19,6	14φ16 + 12φ12	41,7	φ10//.40/ 2rφ10//.09	2,0/ 17,5	100,0%	100%/ 88,9%
Pa6	14φ16 + 12φ12	41,7	φ10//.40/ φ10//.08	2,0/ 19,6	14φ16 + 12φ12	41,7	φ10//.40/ 2rφ10//.09	2,0/ 17,5	100,0%	100%/ 88,9%
Pa7	14φ16 + 12φ12	41,7	φ10//.40/ φ10//.08	2,0/ 19,6	14φ16 + 12φ12	41,7	φ10//.40/ 2rφ10//.09	2,0/ 17,5	100,0%	100%/ 88,9%
Pa8	14φ16 + 12φ12	41,7	φ10//.40/ φ10//.08	2,0/ 19,6	14φ16 + 12φ12	41,7	φ10//.40/ 2rφ10//.09	2,0/ 17,5	100,0%	100%/ 88,9%
Pa9	24φ25 + 18φ16	165,6	φ10//.40/ 8rφ10//.08	2,0/ 78,5	14φ20 + 18φ16	80,2	φ10//.40/ 2rφ10//.05	2,0/ 31,4	48,4%	100%/ 40,0%

**Tabela 5.3 – Comparação entre as armaduras**

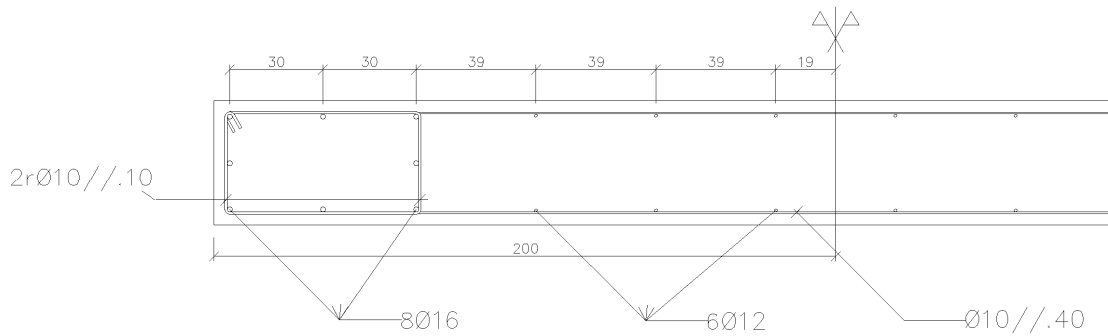
Na coluna relativa à armadura horizontal/transversal são apresentadas as soluções de armadura horizontal em primeiro lugar e depois as de armadura transversal nos elementos de extremidade.

Da comparação das soluções de armadura longitudinais verifica-se que, exceptuando nas paredes Pa1, Pa3 e Pa9, estas são iguais para a situação da rigidez total e da redução da rigidez. Isto deve-se ao facto da necessidade de garantir a armadura mínima, quer em termos de área quer em termos de espaçamento.

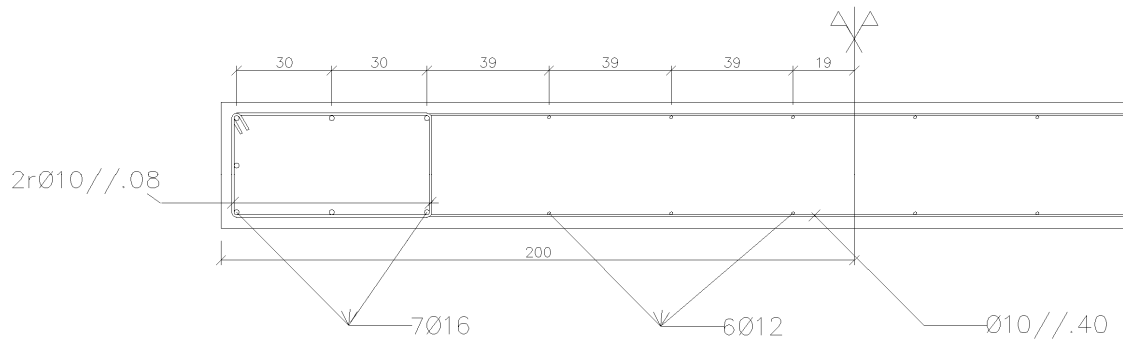
As soluções de armadura horizontal são iguais em ambas as situações, pois é o espaçamento máximo que condiciona a sua disposição.

Quanto às armaduras transversais a colocar nos elementos de extremidade, verifica-se um diminuição de cerca de 11% em quase todas as paredes. Na parede Pa9 verifica-se uma diminuição bastante significativa.

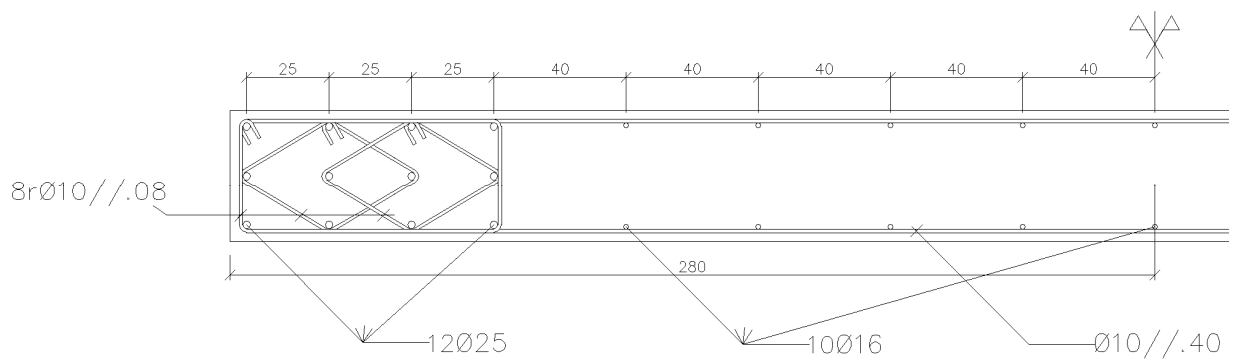
**Solução de armaduras considerando rigidez total**



**Figura 5.2 – Solução de armadura nas paredes Pa1 e Pa3 (rigidez total) [cm]**



**Figura 5.3 – Solução de armadura nas paredes Pa2, Pa4, Pa5, Pa6, Pa7 e Pa8 (rigidez total) [cm]**



**Figura 5.4 – Solução de armadura na parede Pa9 (rigidez total) [cm]**

### Solução de armaduras considerando metade da rigidez

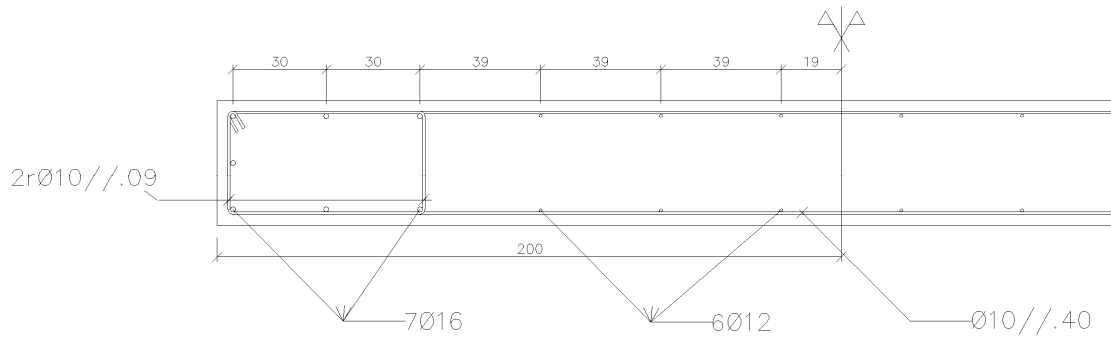


Figura 5.5 – Solução de armadura nas paredes Pa1 e Pa3 (metade da rigidez) [cm]

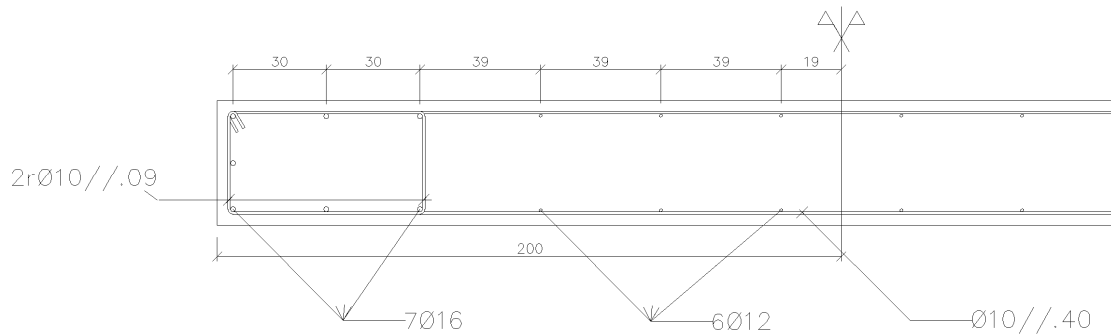


Figura 5.6 – Solução de armadura nas paredes Pa2, Pa4, Pa5, Pa6, Pa7 e Pa8 (metade da rigidez) [cm]

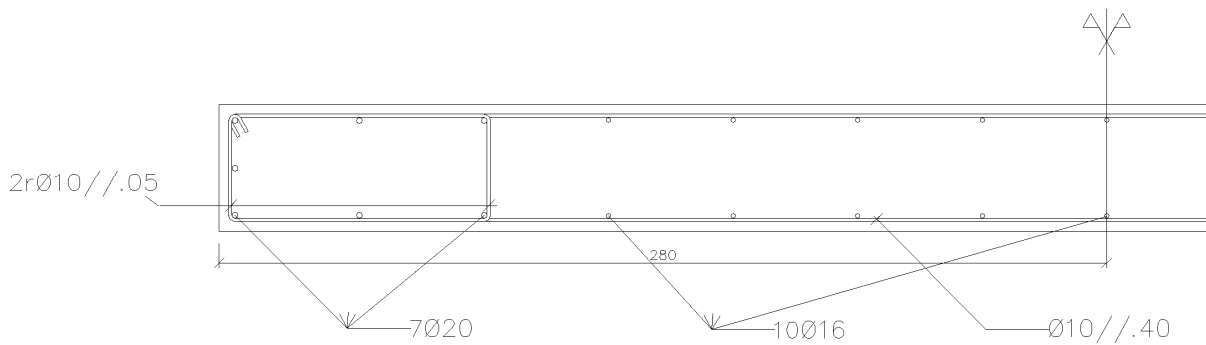


Figura 5.7 – Solução de armadura na parede Pa9 (metade da rigidez) [cm]

## 5.2.2. DESLOCAMENTOS PARA O SISMO DE PROJECTO (ESTADO LIMITE ÚLTIMO)

	Rigidez total		Redução da rigidez (50%)		Comparação	
	Dir. x [cm]	Dir. y [cm]	Dir. x [cm]	Dir. y [cm]	Dir. x	Dir. y
Pa1	4,350	5,864	6,100	8,280	140,2%	141,2%
Pa2	4,447	5,864	6,255	8,281	140,7%	141,2%
Pa3	1,951	2,429	2,737	3,362	140,3%	138,5%
Pa4	2,040	2,428	2,867	3,362	140,5%	138,4%
Pa5	6,818	6,186	9,575	8,883	140,4%	143,6%
Pa6	4,711	4,591	6,510	6,480	138,2%	141,1%
Pa7	5,679	5,245	8,003	7,488	140,9%	142,8%
Pa8	4,710	5,088	6,508	7,246	138,2%	142,4%
Pa9	7,055	6,248	10,128	8,735	143,6%	139,8%

Tabela 5.4 – Comparação entre deslocamentos

A redução da rigidez conduz a um aumento dos deslocamentos máximos de cerca de 40% em ambas as direcções.

Os deslocamentos máximos foram obtidos nos topos das paredes. Tal como observado anteriormente, os deslocamentos das paredes ao nível de cada piso são muito próximos, sendo válida a hipótese de que as lajes garantem a compatibilidade dos elementos verticais que a ela estão ligados.

A determinação da deriva entre pisos tem por base a validade desta hipótese, já que esta foi determinada a partir da média dos deslocamentos das paredes ao nível de cada piso.

	Rigidez total		Redução da rigidez (50%)		Comparação	
	Dir. x [%]	Dir. y [%]	Dir. x [%]	Dir. y [%]	Dir. x	Dir. y
Fund.	0,030	0,036	0,042	0,051	142,7%	142,4%
-2	0,118	0,143	0,168	0,202	142,8%	140,9%
-1	0,202	0,245	0,285	0,342	141,5%	139,8%
0	0,247	0,289	0,347	0,404	140,6%	139,7%
1	0,334	0,338	0,475	0,475	142,3%	140,4%
2	0,309	0,310	0,439	0,433	142,1%	139,8%
Cob.	0,338	0,400	0,478	0,594	141,2%	148,6%

Tabela 5.5 – Comparação entre derivas

Tal como nos deslocamentos, a redução da rigidez conduz a um aumento de cerca de 40% da deriva entre pisos em ambas as direcções.

### 5.2.3. DESLOCAMENTOS PARA O SISMO DE SERVIÇO

	Sem painéis de alvenaria		Com painéis de alvenaria		Comparação	
	Dir. x [%]	Dir. y [%]	Dir. x [%]	Dir. y [%]	Dir. x	Dir. y
Fund.	0,023	0,028	0,025	0,027	106,0%	96,7%
-2	0,094	0,111	0,089	0,096	95,2%	86,9%
-1	0,159	0,189	0,143	0,153	89,9%	81,2%
0	0,193	0,223	0,167	0,171	86,4%	76,4%
1	0,269	0,263	0,210	0,183	78,0%	69,5%
2	0,247	0,238	0,189	0,150	76,8%	63,0%
Cob.	0,263	0,351	0,068	0,254	25,8%	72,5%

Tabela 5.6 – Comparação entre derivas

Tal como o esperado, os painéis de alvenaria conduzem a uma redução da deriva entre pisos. Essa redução é tanto maior quanto mais nos aproximamos do topo do edifício. Este facto deve-se à maior mobilização da força nas escoras (que materializam os painéis de alvenaria no modelo) devido ao aumento da deriva entre pisos em altura. Na direcção x, o valor da deriva na cobertura destoa dos outros. Essa diferença poderá dever-se à baixa rigidez do piso da cobertura nessa direcção, tendo as alvenarias um peso grande quando comparadas com a rigidez desse piso.

### 5.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS E CONCLUSÕES

Fazendo a análise comparada entre os resultados obtidos na situação de rigidez total e de redução da rigidez verifica-se que quando se considera metade da rigidez os esforços e a acção sísmica (sendo o corte basal uma medição indirecta desse parâmetro) são reduzidos cerca de 25 a 30% em cada direcção. Verifica-se também que essa redução da rigidez conduz a deslocamentos superiores em cerca de 40%, verificando-se o mesmo na deriva.

Entendendo-se que a avaliação dos deslocamentos da estrutura é feita de forma mais realista considerando a redução de rigidez (50%) para atender aos efeitos da fendilhação, uma vez controlados os deslocamentos e a deriva entre pisos podemos aceitar que a estrutura tem bom comportamento sísmico.

Relativamente aos esforços, verifica-se que a análise baseada na redução da rigidez conduz a uma redução em cerca de 25 a 30%, sendo portanto a estrutura dimensionada para este nível de esforços.

De facto, por esta via, iremos conferir à estrutura menor capacidade comparativamente ao que resultaria de uma análise com a rigidez total.

Pode questionar-se se este procedimento é aceitável, atendendo a que a rigidez efectiva poderá ser superior à considerada com a redução da rigidez, o que conduzirá a um nível de esforços superiores aos considerados no dimensionamento.

No entanto, esta questão deve ser vista na perspectiva de que nesta situação estaremos a exigir uma maior incursão no regime não-linear, pelo que o controlo dos deslocamentos reflecte indirectamente a capacidade da estrutura em acomodar as deformações exigidas, podendo dizer-se desta forma que o dimensionamento baseado na redução de rigidez é um procedimento adequado desde que os deslocamentos da estrutura sejam controlados através de limites aceitáveis.

Ao realizar o dimensionamento e disposição das armaduras longitudinais verificou-se que a redução da rigidez não tinha efeito nas paredes Pa2, Pa4, Pa5, Pa6, Pa7 e Pa8, uma vez que nestes casos é a armadura mínima que condiciona, quer em termos de espaçamento quer em termos de área.

Nos edifícios hospitalares, pela necessidade de uma limitação mais restritiva dos deslocamentos, acelerações e deriva entre pisos os elementos de suporte da acção sísmica vão ter taxas de armaduras mais baixas do que em edifícios correntes. Este facto deve-se a que a colocação e dimensão das paredes seja feita de forma a controlar a resposta da estrutura face à ocorrência de sismos, sendo apenas é necessário garantir as armaduras mínimas. No caso de estudo isso não se verificou em três paredes (Pa1, Pa3 e Pa9) na situação de rigidez total e numa (Pa9) para a situação de redução da rigidez. No caso da Pa1 e Pa3 foi necessário colocar mais armadura por estas paredes terem um esforço axial muito reduzido. No caso da Pa9 essa necessidade deve-se ao facto desta parede estar colocada numa zona onde não há paredes na mesma direcção, ficando só a Pa9 com a função de controlar a resposta da estrutura na direcção x naquela zona.

Conclui-se assim que a com redução da rigidez se obtêm deslocamentos e derivas entre pisos maiores, conduzindo a uma estimativa desses parâmetros mais condicionante. Já em termos de esforços, e consequentes soluções de armadura, verifica-se que essa situação não é a mais condicionante. A imposição da redução da rigidez em 50% prevista nas ET 05/2007 poderá conduzir a situações em que os efeitos da acção sísmica em termos de esforços são subestimados. Nos elementos de suporte da acção sísmica verificou-se que a ruptura iria ser, na maioria dos casos, por esmagamento do betão, o que conduz a situações de fendilhação menores do que quando a ruptura se dá pelo aço. A redução da rigidez pela formação de rótulas plásticas na base, na opinião do autor, não parece ser um efeito que contribua para o facto, uma vez que esses mecanismos de dissipação de energia já se encontram contabilizados através do coeficiente de comportamento.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Analysis methods for seismic evaluation of infilled reinforced concrete frames strengthened with FRPS. (n.d.).
- Carvalho, E. C. (2006). Aspectos Gerais do EC 8 – Aplicação em Portugal. LNEC.
- Carvalho, E. C., & Coelho, E. (n.d.). Eurocódigo 8: Projecto de estruturas sismo-resistentes – Aspectos gerais e aplicação em Portugal. *Ingenium*, 63-65.
- Chopra, A. K. (2008). *Dynamics of Structures*. New Delhi: Prentice-Hall of India.
- Council, B. S. (2000). NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. *Part 1: Provisions (FEMA386)*.
- CSI analysis reference manual. (2007, April). Berkeley, California, USA: Computers and Structures, Inc.
- Dias, C. M. (2008). *Dimensionamento sísmico de edifícios de acordo com o Eurocódigo 8 e avaliação do seu comportamento*. Porto: FEUP.
- Especificações técnicas para o comportamento sismo-resistente de edifícios hospitalares. (2007). *ET 05/2007*. ACSS – Administração Central do Sistema de Saúde.
- Eurocode 8. (2004, December). *Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN.
- Eurocódigo 2. (2004, Abril). *Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. CEN.
- Ferreira, J. P. (n.d.). *Ordem dos Engenheiros*. Recolhido em Fevereiro 10, 2009, de Hospital da Luz – Um edifício com isolamento sísmico de base:  
<http://www.ordemengenheiros.pt/Default.aspx?tabid=2354>
- Moreira, C. M. (2008). *Avaliação da eficiência de diferentes soluções estruturais em edifícios hospitalares face à acção sísmica*. Porto: FEUP.
- Paz, M., & Leigh, W. (2004). *Structural Dynamics*. New York: Springer.
- Proença, J. M., Manso, J., Guerreiro, L., & Oliveira, C. S. (2007). Contributo das paredes de alvenaria para o comportamento sísmico de estruturas de betão armado.
- Proença, J. M., Oliveira, C. S., & Almeida, J. P. (2004). Avaliação da vulnerabilidade sísmica do hospital de Santa Maria.
- Recomendações e especificações técnicas do edifício hospitalar. (2008). ACSS – Administração Central do Sistema de Saúde.
- Wilson, E. L. (2002, January). Three-dimensional static and dynamic analysis of structures. Berkeley, California, USA: Computers and Structures, Inc.