



**UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA**  
**INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO**

**CONCEPÇÃO DO REFORÇO SÍSMICO EM EDIFÍCIOS**  
**COM ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO**

*Ana Sofia da Silva Carreira*

*(Licenciada)*

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas

*Orientador*

*Doutor Augusto Martins Gomes*

*Júri*

*Doutor Augusto Martins Gomes*  
*Doutor Francisco Baptista Esteves Virtuoso*  
*Doutor Anibal Guimarães da Costa*

Julho de 2000

# CONCEPÇÃO DO REFORÇO SÍSMICO EM EDIFÍCIOS COM ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO

## Resumo

Este trabalho insere-se na área do reforço de estruturas de edifícios de betão armado sujeitas à acção dos sismos.

Esta investigação justifica-se devido ao agravamento dos valores regulamentares das acções sísmicas ao longo dos anos, à alteração das disposições regulamentares nomeadamente no que diz respeito à pormenorização dos elementos estruturais, à degradação das estruturas que levam à necessidade de reforço e ainda à necessidade sentida por parte dos diferentes intervenientes num projecto de reforço em escolher a técnica mais adequada.

Discutem-se os principais aspectos relativos à concepção e ao reforço de estruturas de edifícios de betão armado à acção sísmica.

Define-se uma metodologia para avaliação da segurança à acção sísmica de edifícios existentes com estrutura em betão armado e estuda-se a concepção do reforço sísmico destes edifícios.

Realiza-se a avaliação da segurança à acção sísmica de dois edifícios existentes com estrutura em betão armado, em que se observa o nível de resistência dos mesmos à acção sísmica regulamentar. Após a avaliação da segurança dos edifícios ensaia-se um conjunto de soluções de reforço sísmico para os mesmos. Desenvolve-se um estudo comparativo entre as diversas soluções de reforço estudadas, em termos de comportamento sísmico e custos directos e funcionais associados a cada intervenção de reforço e apresentam-se as principais conclusões.

## **STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS STRUCTURES UNDER SEISMIC LOADING**

### **Abstract**

The scope of this work falls into the strengthening fields of reinforced concrete buildings structures affected by seismic loads.

This research work is justifiable due several reason namely the increase in severity of the values of the seismic load brouth by new regulations through the years, changes in the way reinforcement steel is fitted, the ageing process of the buildings and therefore the need to reinforce the structures, and due to the need felt by the different parties involved in the reinforced field in choosing the right technique.

Main design concepts and strengthening concepts in reinforced concrete building structures under seismic loads are discussed.

A safety evaluation methodology applied to existing concrete building structures under seismic loading was developed and a strengthening solution was study.

As a case study two existing reinforced concrete building structures were study. Their resistance to the regulatory seismic loads was evaluated and some strengthening solutions were tested. A comparison study was made between the different strengthening solutions based on seismic behaviour, direct cost and functional cost. Finally the main conclusions were presented.

**PALAVRAS – CHAVE**

Reforço

Reparação

Edifícios

Betão

Sismos

Estruturas

**KEY – WORDS**

Strengthening

Repair

Buildings

Concrete

Earthquake

Structures

## **Agradecimentos**

Este trabalho resulta da conjugação de diversos apoios e incentivos que me foram dados e que venho aqui agradecer de uma forma sincera.

Ao Professor Augusto Gomes, que na orientação deste trabalho demonstrou compreensão e amizade, para além da formação que transmitiu durante a elaboração do mesmo.

À Escola Superior de Tecnologia da Universidade do Algarve e em particular à área Departamental de Engenharia Civil, pelas facilidades proporcionadas.

Pretendo, ainda, explicitar a contribuição da Câmara Municipal de Faro, que me disponibilizou os projectos dos edifícios estudados neste trabalho.

A todos os meus colegas que de alguma forma me ajudaram a realizar este trabalho e em particular ao Roberto Laranja, pelo interesse, disponibilidade e amizade que demonstrou não só durante o período de realização da tese, mas também durante a parte escolar do mestrado.

A todos os meus familiares, com quem lido diariamente, e por isso contribuíram com a sua paciência e compreensão para a elaboração deste trabalho.

Ao André por ter estado a meu lado, ajudando-me naquilo que lhe era possível e, ainda pelo optimismo, incentivo e motivação durante o período de realização da tese.

Por último o maior agradecimento dirijo-o aos meus pais, pelo incentivo e apoio permanentes, educação e valores transmitidos desde criança.

## INDICE

<b>1. INTRODUÇÃO</b>	Pág.
1.1. Considerações gerais.....	1
1.2. Objectivos .....	2
1.3. Organização da tese .....	3
<b>2. REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA E SISTEMAS CONSTRUTIVOS</b>	
2.1. Introdução .....	5
2.2. A Actividade Sísmica em Portugal .....	5
2.3. Principais Tipologias Estruturais e Construtivas .....	7
2.4. Evolução da Regulamentação Sísmica de Edifícios de Betão Armado .....	10
2.4.1. Análise de cada Regulamento .....	11
2.4.2. Comparação entre os procedimentos regulamentares de determinação do efeito da acção dos sismos de acordo com os regulamentos de cada época.....	21
2.4.3. Comparação entre os resultados obtidos através de análises estáticas efectuadas segundo os diferentes regulamentos .....	21
<b>3. COMPORTAMENTO E CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS SUJEITOS À ACÇÃO SÍSMICA</b>	
3.1. Introdução .....	25
3.2. Comportamento Sísmico de Estruturas de Edifícios de Betão Armado .....	25
3.2.1. Estruturas reticuladas .....	25
3.2.2. Estruturas parede .....	26
3.2.3. Estruturas mistas .....	28
3.3. Deficiências de Comportamento Sísmico verificado em Estruturas de Edifícios de Betão Armado Existentes.....	30
3.4. Concepção de Edifícios para a Acção Sísmica .....	34
3.4.1. Considerações gerais .....	34
3.4.2. Aspectos relativos à geometria do edifício .....	34
3.4.2.1.Simplicidade e simetria .....	35
3.4.2.2.Uniformidade em altura .....	35
3.4.2.3.Uniformidade, rectangularidade e regularidade em planta .....	37

3.4.2.4. Proporção de um edifício .....	39
3.4.2.5. Edifícios adjacentes .....	39
3.4.3. Aspectos relativos aos elementos estruturais .....	41
3.4.3.1. Materiais estruturais .....	41
3.4.3.2. Relação entre a rigidez das vigas e dos pilares .....	41
3.4.3.3. Aberturas em paredes resistentes .....	42
3.4.4. Aspectos relativos aos elementos não estruturais .....	42
3.4.4.1. Elementos salientes .....	42
3.4.4.2. Massas adicionais .....	43
3.4.4.3. Escadas .....	43
3.4.4.4. Paredes de alvenaria .....	44
3.4.5. Aspectos relativos às fundações .....	44
3.4.6. Aspectos relativos ao comportamento da estrutura .....	44
3.4.6.1. Ductilidade e hiperestaticidade .....	45
3.4.6.2. Deformabilidade .....	46

#### **4. TÉCNICAS DE REFORÇO DE EDIFÍCIOS PARA A ACÇÃO SÍSMICA**

4.1. Introdução .....	47
4.2. Introdução de Novos Elementos Resistentes .....	47
4.3. Reforço dos Elementos Existentes .....	49
4.3.1. Reforço à flexão de vigas e lajes .....	49
4.3.2. Reforço ao esforço transversal de vigas e lajes .....	55
4.3.3. Reforço de pilares .....	58
4.3.4. Reforço da ligação entre elementos verticais e horizontais .....	61
4.3.5. Reforço de paredes .....	62
4.3.6. Isolamento sísmico de base .....	62

#### **5. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA E CONCEPÇÃO DO REFORÇO PARA A ACÇÃO SÍSMICA**

5.1. Introdução .....	65
5.2. Avaliação da Segurança Estrutural .....	67
5.2.1. Avaliação Estrutural .....	67
5.2.2. Verificação da Segurança Estrutural .....	68
5.2.3. Critérios Regulamentares de Verificação da Segurança .....	70

5.3. Ductilidade .....	72
5.4. Coeficiente de comportamento .....	76
5.4.1. Quantificação do coeficiente de comportamento .....	80
5.5. Metodologia Adoptada para o dimensionamento do reforço de edifícios .....	82
<b>6. CASOS DE ESTUDO – APLICAÇÃO A DOIS EDIFÍCIOS EXISTENTES</b>	
6.1. Introdução .....	86
6.2. Caso de estudo I .....	86
6.2.1. Descrição do edifício existente e características da estrutura .....	86
6.2.2. Quantificação do coeficiente de comportamento da estrutura existente.....	88
6.2.3. Modelação da estrutura .....	89
6.2.4. Quantificação da acção sísmica e combinações de acções .....	90
6.2.5. Avaliação da capacidade resistente da estrutura existente .....	92
6.2.5.1.Estado limite de utilização .....	93
6.2.5.2.Estado limite último .....	94
6.2.6. Projecto de reforço do edifício existente .....	96
6.2.6.1.Introdução .....	96
6.2.6.2.Descrição das soluções de reforço .....	97
6.2.6.3.Análise dos resultados obtidos .....	102
6.2.6.4.Pormenorização das soluções de reforço .....	112
6.3. Caso de estudo II .....	117
6.3.1. Descrição do edifício existente e características da estrutura .....	117
6.3.2. Quantificação do coeficiente de comportamento da estrutura existente .....	118
6.3.3. Modelação da estrutura .....	119
6.3.4. Quantificação da acção sísmica e combinações de acções .....	120
6.3.5. Avaliação da capacidade resistente da estrutura existente .....	121
6.3.5.1.Estado limite de utilização .....	122
6.3.5.2.Estado limite último .....	124
6.3.6. Projecto de reforço do edifício existente .....	126
6.3.6.1.Introdução .....	126
6.3.6.2.Descrição das soluções de reforço .....	126
6.3.6.3.Análise dos resultados obtidos .....	130

6.3.6.4.Pormenorização das soluções de reforço .....	139
6.3.6.5.Análise dos custos associados a cada intervenção de reforço .....	141

## **7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

7.1. Conclusões .....	143
7.2. Desenvolvimentos Futuros .....	145

<b>REFERÊNCIAS</b> .....	146
--------------------------	-----

## Lista de Figuras

### Capítulo 2 - Regulamentação Sísmica e Sistemas Construtivos

Figura 2.1 - Mapa das intensidades sísmicas máximas observadas em Portugal durante o período de 1902 a 1972 .....	7
Figura 2.2 - Mapa de delimitação de zonas a que se refere o Regulamento de Segurança das Construções Contra Sismos.....	12
Figura 2.3 - Mapa de delimitação de zonas a que se refere o RSA.....	16
Figura 2.4 - Características do pórtico analisado.....	22
Figura 2.5 - Comparação entre a força de Corte basal determinada de acordo com vários regulamentos (terreno tipo 1).....	24
Figura 2.6 - Comparação entre os momentos na base devidos às forças estáticas, determinadas de acordo com vários regulamentos (terreno tipo 1).....	24
Figura 2.7 - Comparação entre a força de Corte basal determinada de acordo com vários regulamentos (terreno tipo 2).....	24
Figura 2.8 - Comparação entre os momentos na base devidos às forças estáticas, determinadas de acordo com vários regulamentos (terreno tipo 2).....	24

### Capítulo 3 - Comportamento e Concepção Estrutural de Edifícios sujeitos à Acção Sísmica

Figura 3.1 - Deformação de uma estrutura em pórtico.....	26
Figura 3.2 - Deformação de uma estrutura parede.....	27
Figura 3.3 - Modelo de cálculo de estruturas mistas.....	29
Figura 3.4 - Rotura por corte do pilar isolado do r/c.....	30
Figura 3.5 - Danos em pilares ao nível do 4º piso do edifício.....	31
Figura 3.6 - Danos provocados pelo choque da torre de escada com o restante edifício.....	31
Figura 3.7 - Aspecto dos pilares isolados evidenciando o colapso da laje.....	32
Figura 3.8 - Danos em pilares curtos em níveis desencontrados.....	33
Figura 3.9 - Colapso de uma das alas do silo-auto.....	33
Figura 3.10 - Efeitos da acção sísmica em estruturas irregulares.....	38
Figura 3.11 - Efeito do choque entre edifícios de rigidez diferente.....	40
Figura 3.12 - Influência das paredes de alvenaria no comportamento da estrutura.....	44

### Capítulo 4 - Técnicas de Reforço de Edifícios para a Acção Sísmica

Figura 4.1 - Encamisamento com betão de vigas e lajes.....	50
Figura 4.2 - Reforço de vigas à flexão com chapas metálicas.....	51
Figura 4.3 - Reforço de vigas com chapas metálicas interligadas por barras.....	52
Figura 4.4 - Limitação da deformação de vigas com chapas metálicas de reforço.....	52
Figura 4.5 - Reforço de vigas à flexão com pré-esforço exterior.....	53
Figura 4.6 - Reforço por colocação de viga metálica.....	54
Figura 4.7 - Reforço por introdução de apoios intermédios.....	54
Figura 4.8 - Disposições de armaduras mais utilizadas no encamisamento de vigas.....	55
Figura 4.9 - Reforço de vigas ao esforço transversal com chapas metálicas.....	56
Figura 4.10 - Reforço de vigas com barras verticais.....	57
Figura 4.11 - Reforço de um capitel com chapas pré-esforçadas.....	57
Figura 4.12 - Reforço de vigas ao esforço transversal com pré-esforço interior.....	58
Figura 4.13 - Reforço de pilares com encamisamento em betão.....	59
Figura 4.14 - Reforço de pilares com introdução de elementos metálicos.....	60
Figura 4.15 - Ligação dos perfis de reforço de pilares à sua fundação.....	61
Figura 4.16 - Confinamento de pilares com cintas de aço.....	61
Figura 4.17 - Reforço de um edifício existente com sistema de isolamento sísmico de base.....	64

## Capítulo 5 - Avaliação da Segurança e Concepção do Reforço para a Acção Sísmica

Figura 5.1 -	Evolução do nível de Segurança Estrutural.....	66
Figura 5.2 -	Comportamento histerético de ligações.....	73
Figura 5.3 -	Ductilidade em curvatura em função do nível de esforço axial.....	74
Figura 5.4 -	Influência da armadura longitudinal na ductilidade em curvatura.....	74
Figura 5.5 -	Influência da resistência do betão e das armaduras na ductilidade de uma secção.....	75
Figura 5.6 -	Mecanismo de cintagem.....	76
Figura 5.7 -	Comportamentos estruturais em regimes linear e não linear.....	77
Figura 5.8 -	Comportamentos estruturais em regimes linear e elastoplástico perfeito.....	78

## Capítulo 6 - Casos de Estudo – Aplicação a dois Edifícios Existentes

### Caso de estudo I

Figura 6.1 -	Planta estrutural do edifício existente.....	87
Figura 6.2 -	Corta A (assinalado na planta) do edifício existente.....	87
Figura 6.3 -	Numeração dos nós de discretização ao nível do piso térreo.....	89
Figura 6.4 -	Numeração dos pilares de um pórtico da estrutura.....	90
Figura 6.5 -	Deslocamento absoluto segundo as direcções X e Y, devido à acção sísmica tipo 2, do nó 40 da estrutura existente.....	93
Figura 6.6 -	Deslocamento relativo entre pisos, segundo as direcções X e Y, devido à acção sísmica tipo 2, do nó 40 da estrutura existente.....	94
Figura 6.7 -	Esforço de corte ao nível das fundações do edifício existente segundo a direcção X – acção sísmica tipo 2.....	96
Figura 6.8 -	Esforço de corte ao nível das fundações do edifício existente segundo a direcção Y – acção sísmica tipo 2.....	96
Figura 6.9 -	Planta Estrutural do edifício reforçado com introdução de paredes de betão.....	98
Figura 6.10 -	Planta Estrutural do edifício reforçado com introdução de elementos metálicos.....	99
Figura 6.11 -	Planta Estrutural do edifício reforçado por encamisamento dos pilares existentes.....	102
Figura 6.12 -	Comparação do deslocamento relativo entre o piso 1 e o piso 2 segundo a direcção X das três intervenções de reforço.....	105
Figura 6.13 -	Comparação do deslocamento relativo entre o piso 1 e o piso 2 segundo a direcção Y das três intervenções de reforço.....	105
Figura 6.14 -	Comparação do deslocamento relativo entre o piso 2 e o piso 3 segundo a direcção X das três intervenções de reforço.....	105
Figura 6.15 -	Comparação do deslocamento relativo entre o piso 2 e o piso 3 segundo a direcção Y das três intervenções de reforço.....	105
Figura 6.16 -	Comparação do deslocamento relativo entre o piso 3 e o piso 4 segundo a direcção X das três intervenções de reforço.....	105
Figura 6.17 -	Comparação do deslocamento relativo entre o piso 3 e o piso 4 segundo a direcção Y das três intervenções de reforço.....	105
Figura 6.18 -	Deslocamentos absolutos segundo a direcção X do centro de massa das estruturas reforçadas.....	106
Figura 6.19 -	Deslocamentos absolutos segundo a direcção Y do centro de massa das estruturas reforçadas.....	106
Figura 6.20 -	Deslocamentos relativos entre pisos segundo a direcção X do centro de massa das estruturas reforçadas.....	107
Figura 6.21 -	Deslocamentos relativos entre pisos segundo a direcção Y do centro de massa das estruturas reforçadas.....	107
Figura 6.22 -	Resistência segundo a direcção X dos elementos verticais ao nível do piso térreo, na solução de reforço com paredes de betão.....	108
Figura 6.23 -	Resistência segundo a direcção Y dos elementos verticais ao nível do piso térreo, na solução de reforço com paredes de betão.....	108
Figura 6.24 -	Resistência segundo a direcção X dos elementos verticais ao nível do piso térreo, na solução de reforço com contraventamentos metálicos.....	109
Figura 6.25 -	Resistência segundo a direcção Y dos elementos verticais ao nível do piso térreo, na solução de reforço com contraventamentos metálicos.....	109

Figura 6.26 - Resistência segundo a direção X dos elementos verticais ao nível do piso térreo na solução de reforço por encamisamento dos pilares.....	109
Figura 6.27 - Resistência segundo a direção Y dos elementos verticais ao nível do piso térreo na solução de reforço por encamisamento dos pilares.....	110
Figura 6.28 - Comparação entre as três soluções de reforço em termos da relação $Vrd_x / Vsd_x$ , a todos os níveis da estrutura.....	112
Figura 6.29 - Comparação entre as três soluções de reforço em termos da relação $Vrd_y / Vsd_y$ , a todos os níveis da estrutura.....	112
Figura 6.30 - Pormenorização da solução de reforço com introdução de paredes de betão.....	113
Figura 6.31 - Pormenorização da solução de reforço com contraventamentos metálicos.....	114
Figura 6.32 - Pormenorização da solução de reforço por encamisamento dos pilares com betão.....	115

## Caso de estudo II

Figura 6.33 - Planta estrutural do edifício existente.....	117
Figura 6.34 - Corta A (assinalado na planta) do edifício existente.....	118
Figura 6.35 - Numeração dos nós de discretização ao nível do piso térreo.....	119
Figura 6.36 - Numeração dos pilares de um pórtico da estrutura.....	120
Figura 6.37 - Deslocamento absoluto segundo as direções X e Y, devido à acção sísmica tipo 2, do nó 2 da estrutura existente.....	123
Figura 6.38 - Deslocamento relativo entre pisos, segundo as direções X e Y, devido à acção sísmica tipo 2, do nó 2 da estrutura existente.....	123
Figura 6.39 - Esforço de corte ao nível das fundações do edifício existente segundo a direção X – acção sísmica tipo 2.....	125
Figura 6.40 - Esforço de corte ao nível das fundações do edifício existente segundo a direção Y – acção sísmica tipo 2.....	125
Figura 6.41 - Planta Estrutural do edifício reforçado com introdução de paredes de betão.....	127
Figura 6.42 - Planta Estrutural do edifício reforçado com introdução de elementos metálicos.....	128
Figura 6.43 - Planta Estrutural do edifício reforçado por encamisamento dos pilares existentes.....	130
Figura 6.44 - Comparação do deslocamento relativo entre o piso 1 e o piso 2 segundo a direção X das três intervenções de reforço.....	132
Figura 6.45 - Comparação do deslocamento relativo entre o piso 1 e o piso 2 segundo a direção Y das três intervenções de reforço.....	132
Figura 6.46 - Comparação do deslocamento relativo entre o piso 4 e o piso 5 segundo a direção X das três intervenções de reforço.....	132
Figura 6.47 - Comparação do deslocamento relativo entre o piso 4 e o piso 5 segundo a direção Y das três intervenções de reforço.....	132
Figura 6.48 - Comparação do deslocamento relativo entre o piso 6 e o piso 7 segundo a direção X das três intervenções de reforço.....	133
Figura 6.49 - Comparação do deslocamento relativo entre o piso 6 e o piso 7 segundo a direção Y das três intervenções de reforço.....	133
Figura 6.50 - Deslocamentos absolutos segundo a direção X do nó 2 das estruturas reforçadas.....	134
Figura 6.51 - Deslocamentos absolutos segundo a direção Y do nó 2 das estruturas reforçadas.....	134
Figura 6.52 - Deslocamentos relativos entre pisos segundo a direção X do nó 2 das estruturas reforçadas.....	134
Figura 6.53 - Deslocamentos relativos entre pisos segundo a direção Y do nó 2 das estruturas reforçadas.....	134
Figura 6.54 - Resistência segundo a direção X dos elementos verticais ao nível do piso térreo, na solução de reforço com paredes de betão.....	136
Figura 6.55 - Resistência segundo a direção Y dos elementos verticais ao nível do piso térreo, na solução de reforço com paredes de betão.....	136
Figura 6.56 - Resistência segundo a direção X dos elementos verticais ao nível do piso térreo, na solução de reforço com contraventamentos metálicos.....	137
Figura 6.57 - Resistência segundo a direção Y dos elementos verticais ao nível do piso térreo, na solução de reforço com contraventamentos metálicos.....	137

Figura 6.58 - Resistência segundo a direção X dos elementos verticais ao nível do piso térreo na solução de reforço por encamisamento dos pilares.....	137
Figura 6.59 - Resistência segundo a direção Y dos elementos verticais ao nível do piso térreo na solução de reforço por encamisamento dos pilares.....	138
Figura 6.60 - Pormenorização da solução de reforço com introdução de paredes de betão.....	139
Figura 6.61 - Pormenorização da solução de reforço com contraventamentos metálicos.....	140
Figura 6.62 - Pormenorização da solução de reforço por encamisamento dos pilares com betão.....	141

## Lista de quadro

### Capítulo 2 - Regulamentação Sísmica e Sistemas Construtivos

Quadro 2.1 -	Coefficiente sísmico “C” segundo o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos.....	12
Quadro 2.2 -	Coefficiente sísmico “C” segundo o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes.....	14
Quadro 2.3 -	Valores de $a_g$ para as várias zonas sísmicas em Portugal adoptadas no DNA.....	20
Quadro 2.4 -	Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico no DNA, acção sísmica tipo 1.....	20
Quadro 2.5 -	Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico no DNA, acção sísmica tipo 2.....	20
Quadro 2.6 -	Comparação entre os regulamentos em vigor em cada época.....	21
Quadro 2.7 -	Forças equivalentes estáticas por piso, Corte basal e momento na base, considerando o edifício localizado em Lisboa.....	22
Quadro 2.8 -	Forças equivalentes estáticas por piso, Corte basal e momento na base, considerando o edifício localizado em Évora.....	23
Quadro 2.9 -	Forças equivalentes estáticas por piso, Corte basal e momento na base, considerando o edifício localizado em Bragança.....	23

### Capítulo 5 - Avaliação da Segurança e Concepção do Reforço para a Acção Sísmica

Quadro 5.1 -	Factor de redução associado ao estado limite de serviço.....	71
Quadro 5.2 -	Valor base do Coeficiente do comportamento.....	81
Quadro 5.3 -	Valor do Coeficiente der comportamento segundo o REBAP.....	82

### Capítulo 6 - Casos de Estudo – Aplicação a dois Edifícios Existentes

#### Caso de estudo I

Quadro 6.1 -	Secção dos pilares e das vigas da estrutura existente.....	88
Quadro 6.2 -	Características de inércia de cada piso da estrutura existente.....	91
Quadro 6.3 -	Frequências e modos de vibração de estrutura existente.....	92
Quadro 6.4 -	Resistência global da estrutura existente à acção sísmica tipo 1.....	95
Quadro 6.5 -	Resistência global da estrutura existente à acção sísmica tipo 2.....	95
Quadro 6.6 -	Comparação entre força de corte absorvida pelos pilares e pelas paredes na intervenção de reforço com introdução de paredes de betão.....	98
Quadro 6.7 -	Comparação entre força de corte absorvida pelos pilares e pelos contraventamentos metálicos na intervenção de reforço com introdução de elementos metálicos.....	101
Quadro 6.8 -	Secções dos pilares reforçados.....	101
Quadro 6.9 -	Comparação de frequências das soluções de reforço propostas.....	103
Quadro 6.10 -	Comparação entre resistência global das resoluções de reforço propostas, ao nível do piso térreo.....	107
Quadro 6.11 -	Comparação da localização do centro de rigidez das intervenções de reforço propostas.....	110
Quadro 6.12 -	Resistência ao nível de todos os pisos de estrutura reforçada com paredes de betão.....	111
Quadro 6.13 -	Resistência ao nível de todos os pisos de estrutura reforçada com contraventamentos metálicos.....	111
Quadro 6.14 -	Resistência ao nível de todos os pisos de estrutura reforçada através de encamisamento dos pilares.....	111
Quadro 6.15 -	Custo unitário do material.....	116
Quadro 6.16 -	Custo unitário das operações associadas ao reforço.....	116
Quadro 6.17 -	Estimativa de custos associados às intervenções de reforço propostas.....	116

**Caso de estudo II**

Quadro 6.18 -	Secção dos pilares e das vigas da estrutura existente.....	118
Quadro 6.19 -	Características de inércia de cada piso da estrutura existente.....	121
Quadro 6.20 -	Frequências e modos de vibração de estrutura existente.....	122
Quadro 6.21 -	Resistência global da estrutura existente à acção sísmica tipo 1.....	124
Quadro 6.22 -	Resistência global da estrutura existente à acção sísmica tipo 2.....	124
Quadro 6.23 -	Comparação entre força de corte absorvida pelos pilares e pelas paredes na intervenção de reforço com introdução de paredes de betão.....	127
Quadro 6.24 -	Comparação entre força de corte absorvida pelos pilares e pelos contraventamentos metálicos na intervenção de reforço com introdução de elementos metálicos.....	129
Quadro 6.25 -	Comparação de frequências das soluções de reforço propostas.....	131
Quadro 6.26 -	Resistência ao nível de todos os pisos da estrutura reforçada com paredes de betão.....	135
Quadro 6.27 -	Resistência ao nível de todos os pisos de estrutura reforçada com contraventamentos metálicos.....	135
Quadro 6.28 -	Resistência ao nível de todos os pisos de estrutura reforçada através de encamisamento dos pilares.....	135
Quadro 6.29 -	Comparação da localização do centro de rigidez das intervenções de reforço propostas .....	138
Quadro 6.30 -	Estimativa de custos associados às intervenções de reforço propostas.....	142

## **CAPÍTULO 1**

### **Introdução**

#### **1.1 Considerações gerais**

Os projectos de Engenharia Civil das estruturas com mais de 40 anos foram em grande parte elaborados e construídos segundo critérios de estabilidade baseados somente em acções estáticas. No entanto, por vezes, estas obras vibram devido aos sismos, situação para a qual não foram concebidas. Este comportamento “dinâmico” dá origem a uma nova forma de ver a estabilidade das construções e é a base da Engenharia Sísmica.

Um sismo “procura” e evidencia os pontos fracos das estruturas, razão pela qual as acções sísmicas devem ser consideradas desde o início do projecto de qualquer estrutura. No dimensionamento das estruturas para esta acção é difícil vencer a incerteza associada à estimativa das forças que a simulam.

Os sismos causam danos e por vezes destruição total ou parcial das estruturas tendo, ainda, como consequência perdas humanas, pelo que é essencial recorrer a tipos de estruturas capazes de resistir às forças sísmicas. Os princípios básicos de estruturas resistentes aos sismos têm como objectivo a redução dos danos referidos, mas nunca a sua eliminação por completo. Estas reduções pretendem limitar o colapso estrutural, os estragos secundários tais como a queda de fragmentos de estrutura ou a ocorrência de incêndios e ainda a perda de funcionalidade das construções.

Com o objectivo de sobreviver a sismos de maior magnitude, os edifícios têm de apresentar adequada resistência, redundância e ductilidade (significativamente influenciada pelas regras construtivas utilizadas à data da execução das estruturas, muitas vezes diferentes das actualmente aplicadas). Ao longo dos anos, tem-se verificado que muitas estruturas de betão não dúcteis apresentam severos danos, ou mesmo colapso, durante a ocorrência de fortes sismos, pelo que surge a necessidade de reparação e reforço de edifícios existentes. A Regulamentação Portuguesa no domínio das estruturas tem vindo a evoluir no sentido de agravar o valor das acções sísmicas a considerar no projecto e na introdução de novas regras de pormenorização dos elementos estruturais. Verifica-se constantemente que as estruturas dos edifícios

existentes apresentam grandes deficiências ao nível da cintagem dos elementos estruturais e da amarração dos estribos e dos varões longitudinais nos nós. Perante estas situações justifica-se verificar se as estruturas existentes resistem às acções definidas nos regulamentos actuais, e se cumprem as disposições construtivas e caso seja necessário proceder ao reforço das mesmas.

Os procedimentos para estabelecer o diagnóstico e sugerir uma forma de intervenção de reforço para um dado tipo de edifícios é complexo e heterogéneo. Na selecção do tipo de reforço a aplicar numa estrutura tem de ser tomado em consideração não só o factor económico, mas também o interesse de minimizar o número de zonas de intervenção, de forma a tornar o menos impeditiva possível a utilização do edifício.

## **1.2 Objectivos**

Os aspectos anteriormente referidos e o facto de actualmente ainda não existir regulamentação ao nível das técnicas de reforço, conduz a um dimensionamento destas soluções baseado unicamente em critérios de bom senso e na experiência prática de cada projectista. Esta situação traduz-se, muitas vezes, numa dificuldade, sentida por parte dos diferentes intervenientes num projecto de reforço, em escolher a técnica mais adequada a utilizar em cada tipo de estrutura.

Foi no sentido de contribuir para a resolução das dificuldades apresentadas, no domínio da avaliação da capacidade resistente de edifícios existentes e no projecto de reforço dos mesmos, que foi realizado este trabalho.

O objectivo fundamental desta dissertação é o estudo da concepção do reforço de edifícios de betão armado para a acção sísmica, discutindo-se as formas de intervenção e as técnicas a utilizar. Paralelamente foi estudada a avaliação da segurança dos edifícios existentes e a filosofia de segurança a seguir em intervenções deste tipo. Pretende-se de uma forma genérica identificar quais as melhores soluções de reforço para edifícios de betão, quer em termos de melhoria do comportamento sísmico, quer em termos de minimização dos custos directos e funcionais.

### 1.3 Organização da tese

A presente tese encontra-se organizada em 7 capítulos:

- no capítulo 1 faz-se uma breve introdução ao tema da tese;
- no capítulo 2 realiza-se uma descrição da sismicidade em Portugal, da evolução do tipo de tecnologias construtivas utilizadas em edifícios e da evolução da regulamentação sísmica ao longo dos anos. Apresenta-se a relação existente entre estes subcapítulos, indicando-se de que forma a ocorrência dos sismos em Portugal ao longo dos anos contribuiu para o aparecimento e posterior desenvolvimento da regulamentação sísmica e da introdução de novas tecnologias construtivas nas estruturas de edifícios. Realiza-se, ainda, um estudo aplicado a um exemplo (pórtico simples), em que se quantificam as forças estáticas e respectivos esforços de acordo com os diferentes regulamentos sísmicos.
- no capítulo 3 descreve-se a importância da configuração estrutural no comportamento de edifícios sujeitos à acção sísmica. São apresentados alguns aspectos a ter em conta na concepção estrutural de edifícios e é analisado o comportamento global das estruturas de betão sujeitas à acção sísmica;
- no capítulo 4 faz-se referência aos aspectos a ter em conta quando do projecto de reforço de uma estrutura e apresenta-se também uma revisão sumária das principais técnicas de reforço de estruturas de edifícios de betão armado para a acção sísmica. Indicam-se, ainda, as vantagens e desvantagens da utilização de cada uma das técnicas de reforço apresentadas;
- no capítulo 5 apresenta-se a metodologia de cálculo adoptada para o projecto de reforço de edifícios existentes de betão armado face à actual regulamentação sísmica. Começa-se por apresentar a filosofia de segurança, respectivamente para avaliação estrutural e para o projecto de reforço de edifícios existentes, salientando-se os aspectos que influenciam de forma mais significativa a sua segurança. De seguida apresentam-se os critérios adoptados para quantificar o coeficiente de comportamento das estruturas existentes e reforçadas. Por último indicam-se os

critérios adoptados para quantificar a segurança das estruturas existentes à acção sísmica regulamentar e para escolher as soluções de reforço mais eficazes;

- no capítulo 6 desenvolve-se um estudo de dois casos reais que correspondem a edifícios com estrutura em betão armado, construídos respectivamente em 1958 e 1971, antes da entrada em vigor da actual regulamentação sísmica. Este estudo é feito de acordo com a metodologia apresentada no capítulo 5 e compreende as seguintes fases: avaliação da capacidade resistente dos edifícios existentes em termos de esforços e deslocamentos, estudo das possíveis intervenções de reforço e a escolha das soluções de reforço mais eficazes, a qual se baseia no comportamento das estruturas e nos custos associados a cada intervenção de reforço;
- no capítulo 7 apresentam-se as principais conclusões do trabalho realizado, assim como alguns aspectos que podem ser objecto de futuro desenvolvimento.

O trabalho desenvolvido desde Outubro de 1998 até Dezembro de 1999, compreendeu as seguintes fases:

- pesquisa bibliográfica;
- desenvolvimento da metodologia de cálculo a adoptar na avaliação da capacidade resistente dos edifícios existentes, no estudo das possíveis intervenções de reforço em edifícios e na escolha das soluções de reforço mais eficazes;
- redacção do texto final.

## CAPÍTULO 2

# Regulamentação Sísmica e Sistemas Construtivos

### 2.1 Introdução

O interesse pela actividade sísmica em geral e pelo efeito dos sismos nas construções em particular surgiu após o terramoto de 1755, tendo-se desencadeado então os primeiros estudos envolvendo os fenómenos sísmicos e a sua influência no comportamento de edifícios. Este tremor de terra está associado à origem da Engenharia Sísmica em Portugal, uma vez que, no processo de reconstrução, foram pela primeira vez utilizados na concepção de edifícios sistemas estruturais inovadores, que pretendiam oferecer segurança estrutural face às acções sísmicas.

O interesse pelos fenómenos sísmicos foi reforçado posteriormente com a ocorrência do sismo de Benavente em 1909, o qual originou a formação de um grupo de trabalho nesta área. Este grupo tinha como objectivo a preparação de especificações relativas aos sismos, que viriam mais tarde a ser incorporadas num regulamento para a construção de edifícios sujeitos à acção sísmica. Na sequência do *Simpósio Sobre o Efeito dos Sismos e a sua Consideração no Dimensionamento das Construções* organizado pela Ordem dos Engenheiros e pelo Laboratório Nacional de engenharia Civil em 1955, publicou-se em 1958 o primeiro regulamento que considera a acção dos sismos [3].

Após esta breve introdução, que relaciona a ocorrência dos sismos em Portugal ao longo dos anos com a introdução de novas tecnologias construtivas e o aparecimento dos regulamentos, segue-se uma descrição mais pormenorizada relativamente a estes aspectos.

### 2.2 A Actividade Sísmica em Portugal

Os territórios Portugueses situam-se numa região onde a actividade sísmica tem causado, através dos séculos, pesados danos humanos e materiais. O território continental encontra-se a norte da fronteira das placas Euro-Asiática e Africana, sendo influenciado pela actividade sísmica da zona de colisão interplacas e das suas próprias fracturas.

A sismicidade em Portugal não é uniforme em todo o seu território. No continente, de uma forma genérica, aumenta de norte para sul. Nos Açores os grupos central e oriental têm uma sismicidade ligeiramente superior à da zona do Algarve. A Madeira e o grupo ocidental dos Açores têm sismicidades muito reduzidas.

Os dados históricos do último século registam em Portugal a ocorrência de sismos catastróficos em 1009, 1356, 1531, 1755 e 1856 [11]. O terramoto de 1755 é considerado como um dos maiores sismos da história. Sentiu-se fortemente em Lisboa e no Algarve, provocando um elevado número de vítimas, para além das casas, dos palácios, igrejas, mosteiros, capelas e conventos que ficaram destruídos ou severamente danificados. Em relação aos sismos de 1009, 1356 e 1531 a informação é ainda muito escassa. Do sismo de 1856 existe a informação de que teve o epicentro perto de Setúbal onde provocou grandes destruições.

Neste século existem os registos de dois grandes sismos, o de Benavente em 1909 e o de 1969. O sismo de 1909 destruiu grande parte da vila e causou estragos em populações vizinhas. O sismo de 1969 sentiu-se em todo o país, principalmente no sul, onde provocou estragos de vulto.

Os Açores apresentam também uma importante sismicidade. De salientar o sismo de S.Miguel em 1522, os da Terceira em 1614 e 1841 e o de S. Jorge em 1757 [11]. Este último, particularmente violento, foi sentido com intensidade de “XI”, na escala de Mercalli, causando um elevado número de vítimas. Desde o princípio do século os maiores sismos que afectaram o arquipélago foram os de Novembro de 1973 nas ilhas do Pico e Faial, o de 1 de Janeiro de 1980 nas ilhas Terceira, S. Jorge e Graciosa e o de 9 de Julho de 1998 nas ilhas do Faial e do Pico.

Com base nos registos apresentados anteriormente foi possível estabelecer mapas de intensidade sísmica em Portugal (figura 2.1) [12], os quais serviram de base à definição das Zonas Sísmicas, que constam no Regulamento de Segurança e Acções [7].

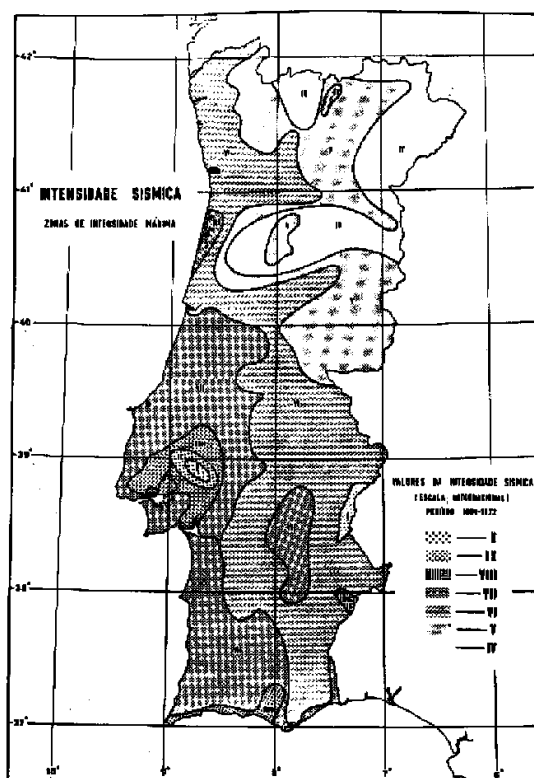


Figura 2.1 – Mapa das intensidades sísmicas máximas observadas em Portugal durante o período de 1902 a 1972 [12].

### 2.3 Principais Tipologias Estruturais e Construtivas

O estudo das características típicas dos edifícios é de grande utilidade no desenvolvimento de análises físicas prévias à elaboração de projectos, pois permitem analisar a relação dos processos tecnológicos e construtivos e a lógica estrutural dos edifícios.

Sob o ponto de vista estrutural e de técnicas construtivas, os edifícios podem agrupar-se da seguinte forma:

#### a) Edifícios de alvenaria anteriores a 1755

Estes edifícios são caracterizados por paredes de alvenaria espessas, de um modo geral sem elementos de travamento. Os pavimentos são construídos em madeira assentes sobre um espaçado vigamento de madeira, vencendo vãos pequenos e apoiando-se directamente sobre as paredes.

Este tipo de construção não apresenta qualquer resistência em presença de um sismo. Por acção das acelerações sísmicas que se desenvolvem perpendicularmente ao plano das paredes surge a desagregação das alvenarias. Esta desagregação origina a queda de muitos destroços para os pavimentos, que tendo muitas vezes resistência insuficiente, perdem o apoio e caem igualmente.

*b) Edifícios de alvenaria portante da época pombalina – de 1755 a 1870*

Após o terramoto de 1755 tornou-se necessário criar medidas que dotassem as estruturas dos edifícios de alguma segurança face aos sismos. A primeira iniciativa partiu de Manuel da Maia, que consistiu na limitação da altura dos edifícios a dois pisos. No entanto esta medida era contrária aos interesses dos proprietários, tendo surgido então a estrutura denominada Gaiola Pombalina, de Carlos Mardel, a qual permite a construção de edifícios de quatro pisos.

O sistema em Gaiola funcionava como uma estrutura tridimensional na qual as paredes de alvenaria se ligam, obtendo-se solidarização dos diferentes elementos estruturais. Esta estrutura apresenta elasticidade obtida por ligação de peças de madeira, garantindo-lhe, assim, grande resistência.

A estrutura da gaiola era constituída por vigas longitudinais de base – frechais – às quais se ligam os prumos verticais. Estes eram travados entre si por travessas colocadas horizontalmente. As gaiolas constituíam o elemento resistente e de travamento das alvenarias das paredes exteriores dos edifícios. Conforme o tipo de construção, podiam ficar envolvidas nas paredes de alvenaria ou encostadas à face interior destas. Neste último caso, a ligação da estrutura da gaiola às alvenarias é feita por peças de madeira – “mãos” ou “esquadros de ferro” [13].

Para o comportamento estrutural e sísmico é importante que exista rigor na construção de todos os pormenores de transição e ligação entre os elementos de madeira das fachadas, entre as paredes ortogonais e entre os pavimentos da ligação da gaiola ao rés do chão. Esta última ligação é assegurada essencialmente por meio de pernos metálicos chumbados nas pedras de fundação.

*c) Edifícios de alvenaria portante do tipo gaioleiro – 1870 a 1930*

Com o passar dos anos a tragédia provocada pelo terramoto de 1755 começa a ser esquecida e conseqüentemente reduzem-se os cuidados na construção de edifícios em relação aos sismos. Para além de se começarem a contruir edifícios mais altos, com 5 a 6 pisos, também a estrutura da gaiola sofre alterações chegando mesmo a deixar de se utilizar certos elementos de solidarização das paredes mestras.

Surge em consequência das alterações ao sistema de Gaiola, um tipo de edifícios denominado Gaioleiro. Nestes edifícios perde-se a continuidade estrutural e tridimensional da Gaiola, raramente se verificando a existência de soluções adequadas para ligação entre as estruturas das paredes de fachada, paredes ortogonais e pavimentos. Com estas alterações deixam-se de cumprir as funções para que tinha sido concebida a estrutura da Gaiola.

*d) Edifícios com estrutura mista em alvenaria e betão armado (1930-1940)*

A primeira obra de edifícios de betão armado construída em Portugal foi o edifício da Moagem do Caramulo, concluído em 1898. Em seguida construiu-se o edifício de exercícios dos bombeiros da cidade do Porto em 1904, o qual actualmente já foi destruído. Construíram-se, ainda, em 1910 as habitações dos cocheiros do Marquês de Vale-Flor [26].

Este período caracteriza-se pela utilização do betão em elementos salientes de fachada e em lajes maciças. As lajes descarregam directamente sobre as paredes de alvenaria, assegurando travamento horizontal, sendo, no entanto, por vezes deficientemente executadas em termos de qualidade do betão, das armaduras e do recobrimento.

*e) Edifícios de betão armado com grande grau de percentagem de alvenaria de enchimento, sobretudo em tijolo (1940-1960)*

Este período caracteriza-se pela utilização de estruturas porticadas de betão armado, preenchidas na periferia por paredes duplas de alvenaria de tijolo e com divisórias interiores, também, em alvenaria. Os pavimentos são constituídos por lajes maciças de betão armado, generalizando-se a partir dos anos 50 o aparecimento de pavimentos

aligeirados, em elementos pré-fabricados de betão armado e pré-esforçado. Nesta época a altura dos pisos aumenta para 6 a 8 pisos, com o último andar recuado.

*f) Edifícios com estrutura integral de betão armado – Posterior a 1960*

Esta época caracteriza-se por uma grande variedade no tipo de construção, desenvolvendo-se soluções tecnológicas específicas para as diversas necessidades.

Com a introdução do betão armado torna-se possível executar estruturas mais simples e regulares e cria-se uma maior solidarização de conjunto conseguida por uma melhor ligação entre os diferentes elementos estruturais. Desta forma é possível criar estruturas dotadas de um melhor comportamento face à acção sísmica.

Os tipos correntes de estruturas de edifícios de betão armado variam. Podem ser:

- estruturas porticadas puras, em que apenas se considera a existência de lajes, vigas e pilares;
- estruturas porticadas mistas, as quais em paralelo com os pilares incluem paredes resistentes;
- estruturas porticadas preenchidas, em que algumas das malhas dos pórticos são preenchidas por paredes cuja contribuição para a resistência de conjunto não é desprezável;
- estruturas somente construídas por painéis que formam as paredes e pavimentos, nas quais praticamente não existem pilares.

## **2.4 Evolução da Regulamentação Sísmica de Edifícios de Betão Armado**

A regulamentação Portuguesa, ao longo dos anos, introduziu significativas alterações relativamente aos critérios tradicionais de dimensionamento das estruturas sujeitas às acções sísmicas. Tais alterações visaram uma melhor definição e quantificação da acção dos sismos, assim como fornecer o enquadramento regulamentar para a utilização de meios informáticos.

### 2.4.1 Análise de cada Regulamento

Com o aparecimento e desenvolvimento das construções de betão armado, tornou-se indispensável sujeitá-las a prescrições de ordem técnica e administrativa. Assim em 1918 surge o “Regulamento para o Emprêgo do Beton Armado [1]”, que inclui não só aspectos específicos das estruturas de betão armado mas também a definição das acções a considerar neste tipo de projecto. Uma versão mais actualizada deste regulamento é publicada em 1935 – “Regulamento do Betão Armado [2]”, com a introdução de novas regras e disposições construtivas, não constando, no entanto, ainda qualquer tipo de consideração sobre a acção sísmica.

#### a) Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS)

Em 1958 é publicado o primeiro regulamento com o objectivo de verificação da segurança das construções face à acção dos sismos – “Regulamento de segurança das construções contra os sismos [3]”. O método de verificação de segurança preconizado neste regulamento pretende garantir a não destruição total das construções face a um sismo, aceitando o surgimento de pequenas fendilhações ou mesmo deformações permanentes quando da ocorrência de um sismo.

Neste regulamento o território Português é dividido em três zonas de risco sísmico: zona A (forte risco sísmico); zona B (médio risco sísmico) e zona C (fraco risco sísmico). A delimitação das zonas para o território Continental está representada na figura 2.2 [3], as Ilhas do Arquipélago dos Açores são incluídas na zona A, com excepção das Ilhas das Flores e do Corvo, que, juntamente com as do Arquipélago da Madeira, são incluídas na zona C.

Segundo este regulamento as solicitações sísmicas são consideradas como forças estáticas horizontais que actuam em qualquer direcção e sentido. Estas forças (F) que devem ser aplicadas no centro de gravidade das estruturas, são definidas pela equação 2.1 [3].

$$F = P \times C \quad (2.1)$$

onde “P” representa o peso correspondente a todas as partes da construção, tais como estrutura resistente, enchimentos, acabamentos e as sobrecargas permanentes -

equipamentos fixos - e “C” o coeficiente sísmico que depende apenas do tipo de construção e da localização da estrutura (quadro 2.1) [3].

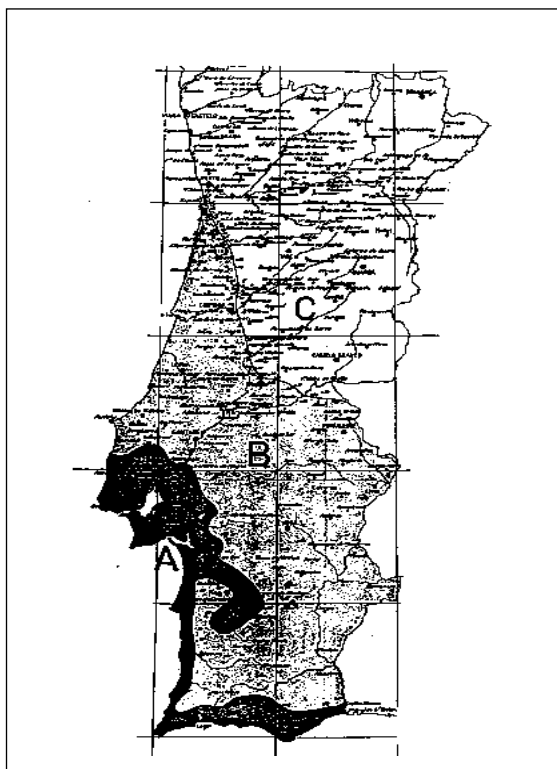


Figura 2.2 – Mapa de delimitação de zonas a que se refere o Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos [3].

	Localização da construção	Zona A	Zona B
Construção em conjunto	-Construções correntes (edifícios)-----	0,10	0,05
	- Construções em forma de torre (chaminés isoladas, reservatórios elevados) -----	0,20	0,10
Elementos da construção	- Paredes e outros elementos -----	0,20	0,10
	- Varandas, chaminés e outros elementos destacados das paredes exteriores e da cobertura -----	0,30	0,15

Quadro 2.1 – Coeficiente sísmico “C” segundo o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos [3].

O coeficiente sísmico não depende do período de vibração próprio das construções, nem da altura da construção, pelo que para uma determinada estrutura de um edifício as forças estáticas horizontais que simulam a sollicitação sísmica, são constantes em altura (correspondem a um diagrama rectangular).

Relativamente à simultaneidade de actuação das solicitações, este regulamento considera somente a acção conjunta das cargas e sobrecargas permanentes e das solicitações sísmicas, dispensando-se, assim, a consideração da actuação das sobrecargas não permanentes e das solicitações de acções climáticas (neve, vento e variação de temperatura).

Segundo este regulamento as estruturas dos edifícios devem ser dimensionadas de acordo com as seguintes disposições construtivas [3] :

- i) Entre edifícios ou corpos de edifícios de deformabilidade diferente, para que se não produzam choques destrutivos, devem ser previstas juntas não preenchidas com largura igual ou superior a 5cm.
- ii) Os edifícios devem ter em regra uma estrutura, formada por materiais suficientemente resistentes à tracção e ao fogo, que deve travar eficazmente todas as paredes ou panos de enchimento.
- iii) Nos edifícios de paredes resistentes de alvenaria, a resistência à acção dos sismos poderá ser assegurada por uma estrutura complementar de travamento constituída por um conjunto de cintas horizontais de betão armado – pelo menos uma por piso para além da cobertura – colocadas sobre todas as paredes, e por montantes, pelo menos colocados nos cunhais e ligações de paredes.

O regulamento contém algumas cláusulas [3] que permitem a dispensa da verificação de segurança face à acção sísmica. À excepção de edifícios que se destinem a ser utilizados por grandes aglomerados de pessoas, pode dispensar-se a verificação da segurança face a um sismo desde se verifique uma das seguintes condições:

- edifícios localizados na zona C;
- pequenos edifícios com um só piso na zona A e o máximo de dois pisos na zona B, com os pés direitos usuais em habitação;
- edifícios de paredes resistentes de alvenaria, com o máximo de três pisos na zona A e quatro pisos na zona B com a condição de se satisfazer algumas disposições construtivas, de forma a garantir um melhor comportamento sísmico das construções.

Em relação ao dimensionamento das fundações o regulamento permite utilizar tensões de segurança duplas das admitidas quando não se considera a acção dos sismos.

*b) Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP) e Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA)*

Em 1961 surge o primeiro regulamento de acções – “Regulamento de solicitações em edifícios e pontes [4]”- que, embora siga as prescrições do “Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos [3]”, apresenta algumas alterações. Estas consistem fundamentalmente no aumento dos valores do coeficiente sísmico, nos casos em que as características do terreno de fundação fazem prever acções sísmicas mais elevadas, e nos casos em que as construções não dispõem da contribuição adicional de resistência conferida pela existência de elementos não estruturais de travamento, tais como paredes divisórias ou de enchimento.

Neste regulamento as solicitações sísmicas também são assimiladas a forças estáticas horizontais, com intensidades iguais ao produto do peso dos elementos de construção pelo coeficiente sísmico. A diferença relativamente ao regulamento anterior é no coeficiente sísmico que passa a depender de mais um factor, a natureza do terreno de fundação classificado no quadro 2.2 [4] como tipo I (terrenos correntes) e tipo II (lodos, argilas brandas, siltes e aterros recentes).

Localização da construção	Zona A		Zona B	
	I	II	I	II
Terreno de fundação				
Construções em que existe reserva de resistência conferida por elementos não estruturais de travamento.	0,10	0,15	0,05	0,075
Construções em que não existe reserva de resistência conferida por elementos não estruturais de travamento.	0,15	0,20	0,075	0,10

Quadro 2.2 – Coeficiente sísmico “C” segundo o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes [4].

Em 1967 é publicada uma nova edição, o “Regulamento de estruturas de betão armado [5]”, no qual já aparecem inovações a nível de disposições construtivas para simplificar os critérios de dimensionamento relativos à fendilhação e à deformação, não fazendo ainda referência a disposições que melhorem o comportamento sísmico das estruturas.

*c) Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes (RSA) e Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP)*

Em 1983 os dois regulamentos anteriores – “RSEP [4]” e “REBA [5]” - são revogados pelos actuais “Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes [7]” e “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado [6]”.

No “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes” as disposições relativas à acção dos sismos mereceram particular atenção. Procurou-se traduzir através delas, não só o melhor conhecimento actualmente disponível sobre a distribuição da sismicidade do país, o que justifica o novo zonamento sísmico adoptado (figura 2.3) [7], mas também o importante progresso verificado nos últimos anos no domínio da Engenharia Sísmica. Neste aspecto para além de se continuar a admitir, para a determinação dos efeitos da acção dos sismos sobre as estruturas, o método estático, abriu-se a possibilidade de aplicação directa de métodos de análise dinâmica.

Segundo o RSA [7], a acção dos sismos sobre os edifícios resulta de um conjunto de vibrações do solo que a eles são transmitidas durante a sua ocorrência. Isto significa que existem outros efeitos associados à acção sísmica para além dos efeitos das vibrações que o terreno transmite à estrutura e que não são tidos em conta na determinação dos efeitos da acção sísmica segundo este regulamento. Trata-se das solicitações que podem ser provocadas pela cedência das fundações, devido quer a uma diminuição da capacidade resistente quer devido às deformações originadas pela compactação dos solos provocadas pelas vibrações sísmicas.

Quando se efectua uma análise dinâmica de acordo com o RSA [7], admite-se que a estrutura tem um comportamento linear e corrigem-se os resultados obtidos, dividindo-os por coeficientes de comportamento dependentes do tipo de estrutura e das suas características de ductilidade. Ao nível da verificação de segurança em relação à acção dos sismos, para além de se garantir a necessária capacidade resistente dos elementos estruturais, há ainda que garantir que as estruturas apresentam uma certa ductilidade, de forma a tirar-se partido do seu comportamento não linear. A garantia de ductilidade é feita através da definição do valor do coeficiente de comportamento quantificado no novo “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado [6]”.

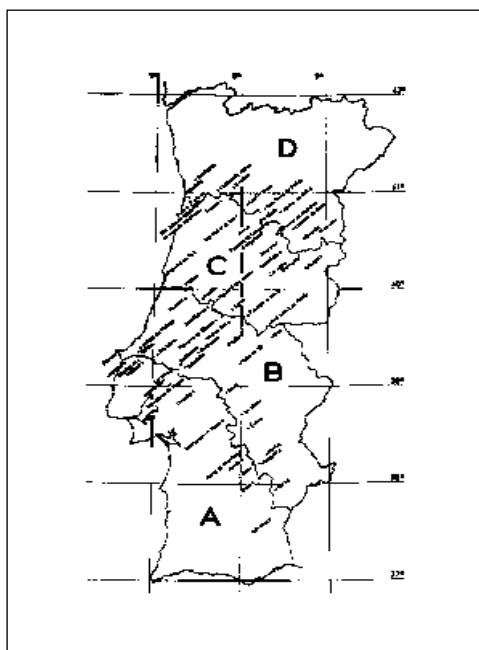


Figura 2.3 – Mapa de delimitação de zonas a que se refere o RSA [7].

Um dos aspectos aperfeiçoados neste regulamento, é o facto de contemplar o problema da torção quando se efectua uma análise estática de um edifício. As forças estáticas devem actuar simultaneamente ao nível dos pisos, aplicadas com uma excentricidade que pretende ter em conta os efeitos resultantes da torção global da estrutura. Esta torção deve-se não só ao afastamento entre o centro de massa e o centro de rigidez da estrutura, mas também a assimetrias devidas ao comportamento não linear da estrutura e a movimentos de rotação do solo durante o sismo. Estes efeitos surgem devido à existência de elementos verticais de maior rigidez dispostos assimetricamente, como é o caso de caixas de escada. Para minimizar estes efeitos, os edifícios devem ser concebidos de forma aos elementos mais rígidos serem colocados na sua periferia. Caso contrário, no centro do edifício aparecem esforços devidos à translação do edifício e na periferia esforços devidos à rotação do mesmo.

Segundo este regulamento as forças estáticas ( $F_{ki}$ ) são determinadas pela equação 2.2

$$[7]. \quad F_{ki} = \beta \times h_i \times G_i \frac{\sum G_i}{\sum h_i \cdot G_i} \quad (2.2)$$

onde “ $h_i$ ” representa a altura a que se situa o piso  $i$  acima do nível do solo, “ $G_i$ ” representa a soma dos valores das cargas permanentes e dos valores quase permanentes

das cargas variáveis correspondentes ao piso  $i$  e “ $\beta$ ” é o coeficiente sísmico correspondente à direcção considerada, quantificado pela equação 2.3 [7].

$$\beta = \beta_0 \cdot \frac{\alpha}{\eta} \quad (2.3)$$

Na equação anterior “ $\beta_0$ ” é o coeficiente sísmico de referência, que traduz a influência das propriedades dinâmicas do terreno e da estrutura, “ $\alpha$ ” é o coeficiente de sismicidade função da sismicidade da zona em que se localiza a construção e “ $\eta$ ” é o coeficiente de comportamento, que é função do tipo de estrutura e das suas características de ductilidade.

Da análise do processo de determinação das forças estáticas, segundo este regulamento, pode concluir-se que estas apresentam uma distribuição em altura próxima de um triângulo invertido. Deve-se ao facto de estas dependerem não só da localização da construção, como no primeiro regulamento, mas também de outros factores como o tipo de estrutura, frequência própria da estrutura, grau de ductilidade da mesma, tipo de terreno e altura do edifício.

A verificação das estruturas face à acção sísmica adquire um maior sentido se for efectuada em termos de deformações e não em termos de esforços, isto é, comparando a deformação imposta ao elemento estrutural pela acção sísmica com a deformação que esse elemento é capaz de suportar sem que se atinja qualquer estado limite. Justifica-se, no entanto, fazer a verificação em termos de esforços para simplificar o processo de verificação da segurança, devendo considerar-se que ao verificar que um esforço não excede um determinado valor se está a garantir que a deformação correspondente não ultrapassará um determinado limite.

No “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado [6]” os aspectos relativos ao comportamento das estruturas sob a acção dos sismos foram bastante aperfeiçoados. Foram incluídas regras com vista a melhorar a ductilidade das estruturas, da qual se poderá tirar partido não só sob acções sísmicas, mas também em outras situações em que a estrutura, sendo levada à sua capacidade resistente última poderia, de outra forma, ter uma rotura frágil.

Neste regulamento existe a distinção entre dois tipos de estruturas: estruturas de ductilidade normal e estruturas de ductilidade melhorada. As disposições para estruturas de ductilidade melhorada traduzem-se em limitações da percentagem de armadura longitudinal e do valor do esforço normal, em regras visando uma segurança adicional relativamente a roturas do tipo frágil, como são as originadas pela acção do esforço transversal e, pela exigência de eficiente cintagem do betão nas secções críticas dos elementos e nas suas zonas de ligação. Com estas regras pretende-se que a rotura seja condicionada pela armadura e não pelo betão.

*d) Eurocódigo 8 (EC8) e Documento Nacional de Aplicação (DNA)*

Actualmente existe publicado um Regulamento Europeu (com versão actual de 1993), destinado a estruturas localizadas em Regiões sísmicas – “Eurocódigo 8 [8]”. Segundo este regulamento as estruturas são dimensionadas de forma a não colapsarem perante um sismo de projecto – sismo com tempo de retorno de 500 anos – e a limitar os danos para sismos frequentes. O EC8 [8] contém um conjunto de parâmetros de segurança, cujos valores e respectivos ajustes são deixados ao critério das autoridades nacionais competentes. É neste sentido que surge o Documento Nacional de Aplicação (DNA), com o objectivo de rever os valores indicativos apresentados no EC8 [8] de modo a compatibilizá-lo com as especificações do RSA [7].

De acordo com o EC8 o movimento sísmico é representado por um espectro de resposta elástico da aceleração na base, definido pelas seguintes expressões [8]:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot \beta_0 - 1) \right] \quad (2.4)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \quad (2.5)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]^{k_1} \quad (2.6)$$

$$T_D \leq T : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]^{k_1} \cdot \left[ \frac{T_D}{T} \right]^{k_{21}} \quad (2.7)$$

em que:

$S_e(T)$  é a ordenada do espectro de resposta elástico,

$T$  é o período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade,

$a_g$  é o valor de cálculo da aceleração máxima nominal na base para o período de retorno de referência,

$\beta_0$  é o coeficiente de amplificação da aceleração espectral para 5% de amortecimento viscoso,

$T_B, T_C$  são os limites do ramo da aceleração espectral constante,

$T_D$  é o valor definindo o início do ramo de deslocamento constante do espectro,

$k_1$  e  $k_{21}$  são os expoentes que influenciam a forma do espectro para períodos de vibração superiores a  $T_C$ ,

$S$  é o parâmetro de caracterização do tipo de solo,

$\eta$  é o coeficiente de correcção do efeito do amortecimento, com o valor de referência 1 para 5% de amortecimento viscoso.

Refere-se que similarmente ao RSA [7], o EC8 [8] reconhece a capacidade das estruturas resistirem a acções no domínio não linear. Para ter em conta estes efeitos o EC8 permite a realização de análises das estruturas recorrendo a modelos lineares corrigidos por meio de coeficientes de comportamento.

A proposta apresentada pelo DNA [10] corresponde a:

- i) manter o zonamento sísmico definido no RSA [7], isto é o país mantém-se dividido em quatro zonas sísmicas, em que os valores da aceleração máxima nominal,  $a_g$ , são os definidos no quadro 2.3 [10];

Zona sísmica	Valores da aceleração máxima nominal $a_g$ (m/s <sup>2</sup> )	
	Acção sísmica tipo 1	Acção sísmica tipo 2
A	2,7	1,6
B	1,9	1,1
C	1,3	0,8
D	0,8	0,5

Quadro 2.3 – Valores de  $a_g$  para as várias zonas sísmicas em Portugal adoptadas no DNA [10].

- ii) considerar duas acções sísmicas que representam, em consonância com o RSA, um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal [7] (acção sísmica tipo 1) e um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal [7] (acção sísmica tipo 2);

- iii) um período de retorno de referência de 3000 anos, pois a aceleração correspondente a este período está próxima de que se obteria multiplicando por 1,5 a aceleração dos 1000 anos do RSA [7];
- iv) considerar os valores apresentados nos quadros 2.4 e 2.5 [10] para a definição dos espectros de resposta elásticos relativos às componentes horizontais da acção sísmica.

Classe de solo	S	$\beta_0$	$k_1$	$K_{21}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	2,6	1,0	2,0	0,08	0,30	2,4
B	1,0	2,5	1,0	2,0	0,12	0,35	2,4
C	1,0	2,4	1,0	2,0	0,16	0,40	2,4

Quadro 2.4 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico no DNA; acção sísmica tipo 1 [10].

Classe de solo	S	$\beta_0$	$k_1$	$K_{21}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	2,4	1,0	2,0	0,20	0,70	3,0
B	1,1	2,3	1,0	2,0	0,25	0,90	3,0
C	1,2	2,2	1,0	2,0	0,30	1,10	3,0

Quadro 2.5 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico no DNA; acção sísmica tipo 2 [10].

Nas figuras 2.4, 2.5 e 2.6 faz-se uma comparação entre os espectros de resposta elásticos do EC8/DNA [10] e do RSA [7] (obtido multiplicando por 1,5 a aceleração dos 1000 anos).

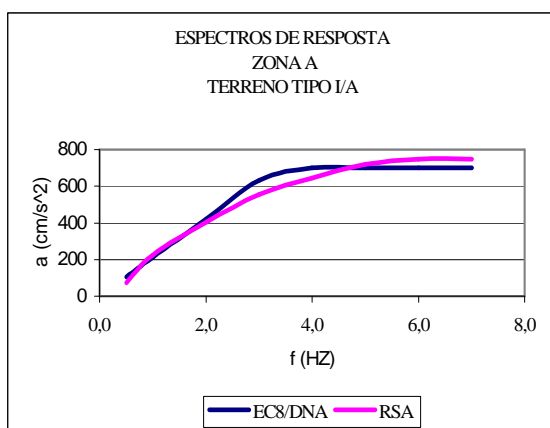


Figura 2.4 – Comparação de espectros de resposta terreno tipo I (RSA) / tipo A (EC8)

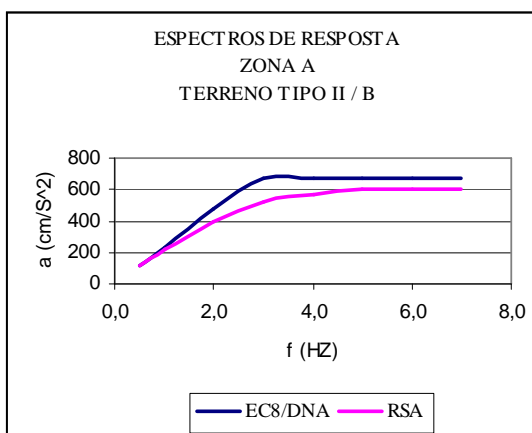


Figura 2.5 – Comparação de espectros de resposta terreno tipo II (RSA) / tipo B (EC8)

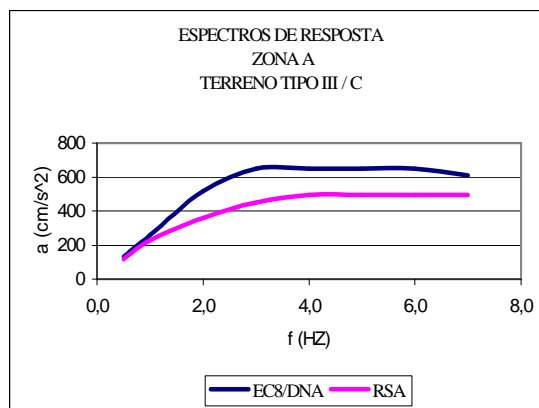


Figura 2.6 – Comparação de espectros de resposta terreno tipo III (RSA) / tipo C (EC8)

A proposta apresentada pelo DNA [10] apresenta duas situações de maior afastamento do RSA [7] em que se adoptaram critérios mais próximos do EC8 [8] que são, uma maior discriminação da acção sísmica para os vários tipos de solos e uma certa despenalização dos sistemas estruturais em parede relativamente aos pórticos.

2.4.2 Comparação entre os procedimentos regulamentares de determinação do efeito da acção dos sismos de acordo com os regulamentos de cada época

A elaboração do quadro 2.6 resulta de uma interpretação dos textos regulamentares relativamente à determinação do efeito da acção dos sismos em estruturas de edifícios.

	RSCCS [3]	RSEP [4]	RSA [7]		EC8 / DNA [8]	
<b>Zonamento sísmico</b>	Três zonas sísmicas (A, B e C)	Três zonas sísmicas (A, B e C)	Quatro zonas sísmicas (A, B, C e D)		Quatro zonas sísmicas (A, B, C e D)	
<b>Tipo de análise</b>	Estática	Estática	Estática (estruturas regulares em planta e altura)	Dinâmica	Estática (estruturas regulares em planta e altura)	Dinâmica
<b>Definição da acção sísmica</b>	Coefficiente sísmico “C”	Coefficiente sísmico “C”	Coefficiente sísmico de referência $\beta_0$	Espectro de potência/espectro de resposta	Ordenada do espectro de projecto $\beta(T)$	Espectro de potência /espectro de resposta
<b>Distribuição de forças em altura</b>	Rectangular	Rectangular	Triangular invertida	Definida a partir dos resultados do cálculo dinâmico	Triangular invertida	Definida a partir dos resultados do cálculo dinâmico
<b>Efeitos de torção</b>	Não considera	Não considera	Aplicação das forças com excentricidades $e_1$ e $e_2$	Considerados quando se define as massas da estrutura	Esforços amplificados por um factor multiplicativo “ $\xi$ ”	Considerados quando se define as massas da estrutura
<b>Determinação da 1ª frequência</b>	Não considera	Não considera	Métodos aproximados – fórmula de Rayleigh	Cálculo dinâmico	Métodos aproximados – fórmula de Rayleigh	Cálculo dinâmico

Quadro 2.6 – Comparação entre os regulamentos em vigor em cada época.

### 2.4.3 Comparação entre os resultados obtidos através de análises estáticas efectuadas segundo os diferentes regulamentos

Apresenta-se neste parágrafo a quantificação e conseqüente comparação dos resultados, obtidos através de análises estáticas, do exemplo apresentado na figura 2.7, por aplicação de vários regulamentos.

Admite-se tratar, por hipótese, de um edifício destinado a habitação. Relativamente ao sistema estrutural propriamente dito, trata-se de uma estrutura puramente porticada, em betão armado, regular em planta e em altura. A estrutura analisada corresponde a um pórtico intermédio do edifício referido, cujas características se apresentam na figura 2.7.

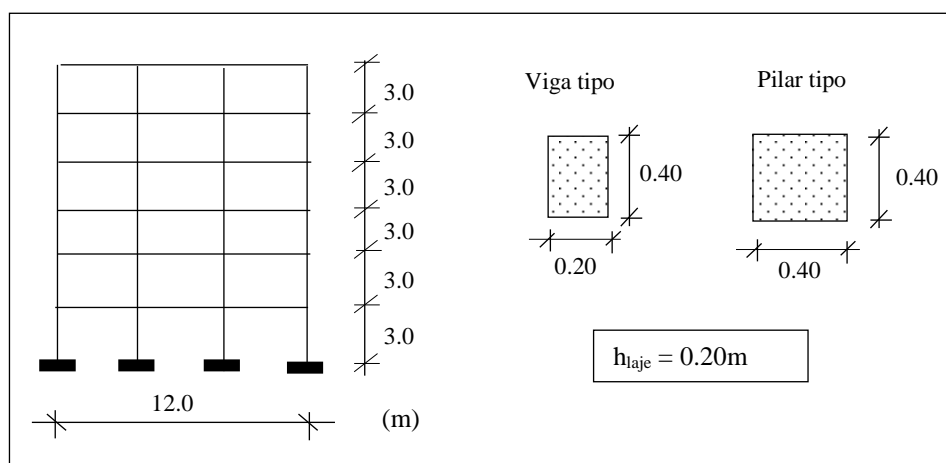


Figura 2.7 – Características do pórtico analisado.

Para a realização deste estudo foram admitidas várias hipóteses, que conduziram à realização de 6 análises distintas:

- i) Edifício localizado em Lisboa: - terreno 1 – solo de consistência média,  
- terreno 2 – solo coerente mole;
- ii) Edifício localizado em Évora: - terreno 1 – solo de consistência média,  
- terreno 2 – solo coerente mole;
- iii) Edifício localizado em Bragança: - terreno 1 – solo de consistência média,  
- terreno 2 – solo coerente mole.

Para cada uma das análises referidas foram determinadas as forças estáticas equivalentes por piso, a força de corte basal e o momento ao nível das fundações

(devido aos diagramas de forças estáticas equivalentes). Os resultados destas análises apresentam-se nos quadros 2.7, 2.8 e 2.9.

Zona sísmica	RSCCS [3]		RSEP [4]		RSA [7]	
	A		A		A	
Tipo terreno	Terreno 1	Terreno 2	Terreno 1	Terreno 2	Terreno 1	Terreno 2
Coef.sísmico	0,10	0,10	0,10	0,15	0,160	0,180
F <sub>Piso 1</sub> (KN)	34,8	34,8	34,8	52,2	16,8	18,8
F <sub>Piso 2</sub> (KN)	34,8	34,8	34,8	52,2	33,6	37,8
F <sub>Piso 3</sub> (KN)	34,8	34,8	34,8	52,2	50,4	56,7
F <sub>Piso 4</sub> (KN)	34,8	34,8	34,8	52,2	67,2	75,6
F <sub>Piso 5</sub> (KN)	34,8	34,8	34,8	52,2	84,0	94,5
F <sub>Piso 6</sub> (KN)	34,8	34,8	34,8	52,2	100,8	113,3
Corte basal (KN)	<b>208,8</b>	<b>208,8</b>	<b>208,8</b>	<b>313,2</b>	<b>352,8</b>	<b>396,7</b>
Momento (KNm)	<b>5638</b>	<b>5638</b>	<b>5638</b>	<b>8456</b>	<b>21773</b>	<b>24473</b>

Quadro 2.7 – Forças equivalentes estáticas por piso, corte basal e momento na base considerando o edifício localizado em Lisboa.

Zona sísmica	RSCCS [3]		RSEP [4]		RSA [7]	
	B		B		B	
Tipo terreno	Terreno 1	Terreno 2	Terreno 1	Terreno 2	Terreno 1	Terreno 2
Coef.sísmico	0,05	0,05	0,05	0,075	0,112	0,126
F <sub>Piso 1</sub> (KN)	17,4	17,4	17,4	26,1	11,8	13,3
F <sub>Piso 2</sub> (KN)	17,4	17,4	17,4	26,1	23,5	26,6
F <sub>Piso 3</sub> (KN)	17,4	17,4	17,4	26,1	35,3	39,9
F <sub>Piso 4</sub> (KN)	17,4	17,4	17,4	26,1	47,0	53,2
F <sub>Piso 5</sub> (KN)	17,4	17,4	17,4	26,1	58,8	66,5
F <sub>Piso 6</sub> (KN)	17,4	17,4	17,4	26,1	70,6	79,7
Corte basal (KN)	<b>104,4</b>	<b>104,4</b>	<b>104,4</b>	<b>156,6</b>	<b>247,0</b>	<b>279,2</b>
Momento (KNm)	<b>2819</b>	<b>2819</b>	<b>2819</b>	<b>4228</b>	<b>15250</b>	<b>17215</b>

Quadro 2.8 – Forças equivalentes estáticas por piso, corte basal e momento na base considerando o edifício localizado em Évora.

Zona sísmica	RSCCS [3]		RSEP [4]		RSA [7]	
	C		C		D	
Tipo terreno	Terreno 1	Terreno 2	Terreno 1	Terreno 2	Terreno 1	Terreno 2
Coef.sísmico	----	----	----	----	0,048	0,054
F <sub>Piso 1</sub> (KN)	----	----	----	----	5,0	5,6
F <sub>Piso 2</sub> (KN)	----	----	----	----	10,1	14,2
F <sub>Piso 3</sub> (KN)	----	----	----	----	15,1	16,9
F <sub>Piso 4</sub> (KN)	----	----	----	----	20,2	22,5
F <sub>Piso 5</sub> (KN)	----	----	----	----	25,2	28,1
F <sub>Piso 6</sub> (KN)	----	----	----	----	30,2	33,8
Corte basal (KN)	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>105,8</b>	<b>121,1</b>
Momento (KNm)	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>6523</b>	<b>7301</b>

Quadro 2.9 – Forças equivalentes estáticas por piso, corte basal e momento na base considerando o edifício localizado em Bragança.

Por observação e análise dos quadros 2.7, 2.8 e 2.9 conclui-se que:

- De acordo com os regulamentos RSCCS [3] e o RSEP [4] as forças estáticas equivalentes são constantes ao longo da altura do edifício, situação que não se verifica no actual regulamento - RSA [7]. De acordo com as prescrições deste último as forças estáticas equivalentes aumentam ao longo da altura do edifício.
- As análises de acordo com o RSEP [4] e com o RSCCS [3] só diferem no caso do terreno de fundação ser constituído por um solo coerente mole (terreno tipo 2). Para esta situação o RSEP agrava cerca de 30% o valor da solicitação sísmica considerada no anterior regulamento.

Sintetiza-se graficamente os resultados do estudo efectuado. Assim, nas figuras 2.8 e 2.9 apresenta-se para as zonas sísmicas A, B e C do RSA [7] e para um terreno tipo 1, a força de corte basal e o momento devido às forças equivalentes à acção sísmica. As figuras 2.10 e 2.11 correspondem ao mesmo estudo, mas para um terreno tipo 2.

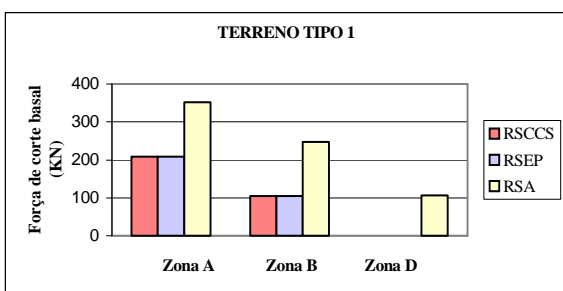


Figura 2.8 – Comparação entre a força de corte basal determinada de acordo com vários regulamentos (terreno tipo 1).

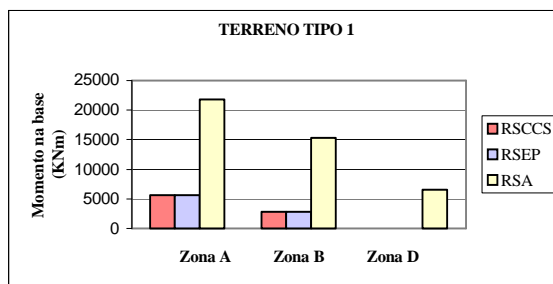


Figura 2.9 – Comparação entre os momentos na base devidos às forças estáticas, determinados de acordo com vários regulamentos (terreno tipo 1).

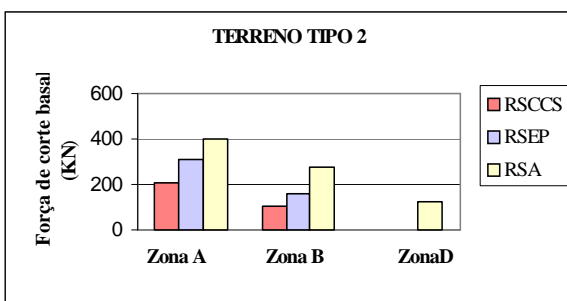


Figura 2.10 – Comparação entre a força de corte basal determinada de acordo com vários regulamentos (terreno tipo 2).

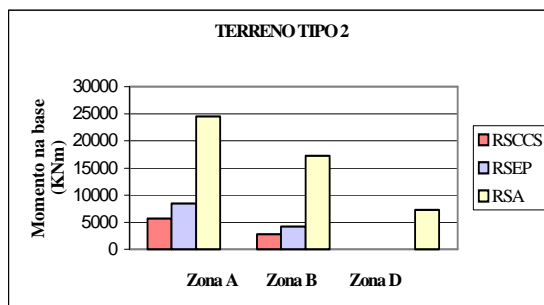


Figura 2.11 – Comparação entre os momentos na base devidos às forças estáticas, determinados de acordo com vários regulamentos (terreno tipo 2).

Por observação e análise das figuras 2.8 a 2.11 conclui-se que:

- Em todas as zonas sísmicas e qualquer que seja o tipo de terreno de fundação o RSA [7] é consideravelmente mais gravoso que os regulamentos anteriores, tanto a nível da força de corte basal como dos momentos devidos às forças estáticas equivalentes.
- Nos regulamentos revogados (RSCCS [3] e RSEP [4]) era dispensada a consideração da acção sísmica para o dimensionamento das construções localizadas nas zonas sísmicas C e D do RSA [7], enquanto a actual regulamentação exige a sua consideração sem excepções.

## **CAPÍTULO 3**

# **Comportamento e Concepção Estrutural de Edifícios Sujeitos à Acção Sísmica**

### **3.1 Introdução**

O comportamento de uma estrutura depende de vários factores referindo-se entre estes a regulamentação, a concepção e o projecto da estrutura, a construção e a utilização do edifício. Anteriormente já foram abordados os aspectos referentes à regulamentação, neste capítulo será abordada a influência da concepção estrutural no comportamento dos edifícios.

Embora os princípios que as estrutura dos edifícios devem obedecer de forma a apresentarem um bom comportamento face à acção sísmica não seja o principal objectivo desta tese, considera-se que esta matéria tem uma grande importância na concepção do reforço de edifícios para esta acção, pelo que se apresenta um breve resumo relativamente a este aspecto.

Para clarificar melhor a importância destes princípios em estruturas sujeitas à acção sísmica, apresentar-se-à em seguida uma secção onde se analisa o comportamento sísmico de edifícios de betão armado, e outra onde se faz referência ao comportamento e danos verificados em edifícios de betão armado que foram sujeitos a sismos de grande amplitude.

### **3.2 Comportamento Sísmico de Estruturas de Edifícios de Betão Armado**

Para estudar o comportamento das estruturas sujeitas à acção sísmica, será considerada a seguinte classificação: estruturas reticuladas, estruturas parede e estruturas mistas.

#### *3.2.1 Estruturas reticuladas*

No caso de edifícios com estrutura reticulada, é normal que os diferentes pórticos não sejam todos iguais. A deformabilidade dos pavimentos é, em geral, suficientemente

pequena para impor compatibilidade de todos os nós dos pórticos ao nível de um mesmo piso.

Em certas situações, as próprias lajes têm que assumir a função de travessas dos pórticos, sendo necessário definir convenientemente a rigidez de flexão destas lajes. É o caso de edifícios com pavimentos fungiformes, com ou sem capitéis, e dos edifícios somente vigados numa direcção. Nas situações em que a rigidez das travessas é muito superior à dos pilares, convém não só considerar que os nós dos pórticos mantêm a distância entre si, mas também que estão impedidos de rodar. Neste caso os pilares podem ser encastrados nas extremidades, simplificando a análise.

Na deformabilidade de uma estrutura em pórtico há que considerar apenas a parcela relativa à flexão, uma vez que as relativas ao esforço transversal e aos deslocamentos das fundações não são significativas para este tipo de estrutura (figura 3.1) [14].

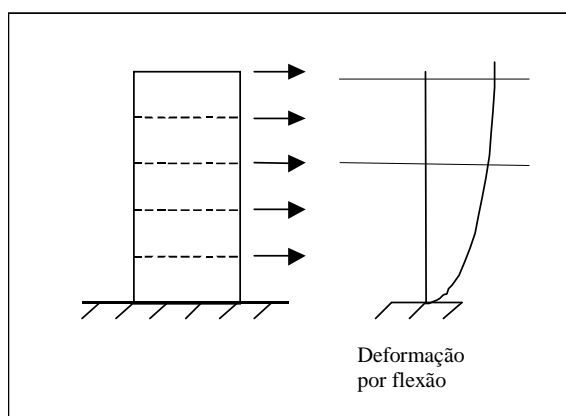


Figura 3.1 – Deformação de uma estrutura em pórtico [14].

### 3.2.2 Estruturas parede

Estruturas parede são aquelas cuja função resistente é somente exercida por elementos planos – paredes e lajes – convenientemente interligados. A análise destas estruturas é feita considerando que cada parede constitui uma consola simples encastrada nas fundações, capaz de resistir a momentos flectores segundo um eixo normal ao seu plano. Um conjunto de paredes segundo um mesmo alinhamento, interligadas entre si, constituirá uma consola complexa. Atendendo à pequena rigidez transversal das

consolas, para obter resistência de conjunto, é necessário que existam consolas em pelo menos duas direcções ortogonais.

Na análise da deformabilidade de uma consola, há que considerar não só a deformabilidade por flexão, mas também as deformações devidas aos esforços transversos e aos deslocamentos da fundação. Os deslocamentos da fundação dependem da geometria desta e das características mecânicas do terreno, e são quantificados por duas componentes – uma translação proporcional ao esforço transversal na base do edifício e uma rotação proporcional ao momento flector na base do edifício [14]. A figura 3.2 [14] ilustra as parcelas de deformação de uma consola.

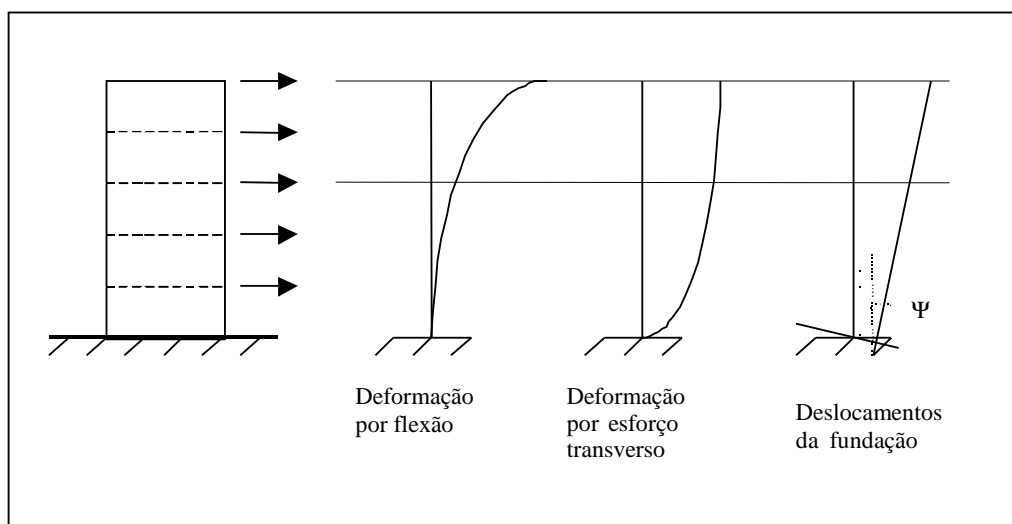


Figura 3.2 – Deformação de uma estrutura parede [14].

No que se refere aos deslocamentos devidos à deformação do solo o seu valor pode, em situações correntes, igualar ou mesmo exceder os deslocamentos devidos à flexão. Neste caso é difícil efectuar uma comparação sistemática entre os deslocamentos de flexão e os devidos à deformação do solo, porque são muitos os parâmetros em análise [27].

Nestas estruturas considera-se válida a hipótese de rigidez dos pisos. Existindo várias consolas em planos vizinhos, as componentes horizontais dos deslocamentos das consolas, ao nível dos pisos, têm de ser compatíveis com um deslocamento de conjunto desses mesmos pisos.

### 3.2.3 Estruturas mistas

As estruturas mistas são obtidas pela associação de estruturas-parede e estruturas reticuladas. É corrente utilizar os elementos de comunicação vertical – caixas de escada e caixas de elevador – para constituir núcleos resistentes em estrutura parede e associar a esses núcleos estruturas reticuladas constituídas por lajes, vigas e pilares. Estruturas deste tipo adaptam-se bem a edifícios altos, em que não convém atribuir totalmente aos pilares a função de resistência às acções horizontais, o que avolumaria as suas dimensões.

Em termos de rigidez verifica-se que existe uma diminuição desta em altura que é mais evidente nas paredes do que nos pórticos. Assim a deformabilidade de uma estrutura mista resulta da interacção entre os dois tipos de comportamento referidos anteriormente. A compatibilização para uma deformada conjunta de uma estrutura mista dá-se ao nível dos pisos, através das lajes. Para este efeito as forças de interacção entre os elementos têm que ser iguais e de sinal contrário.

Ao nível dos pisos inferiores, enquanto a parede resistente apresenta pequenos deslocamentos, o pórtico está sujeito a grandes deslocamentos. Ao nível dos pisos superiores a situação inverte-se, no pórtico os deslocamentos relativos entre pisos diminuem em altura, enquanto a parede apresenta grandes deslocamentos.

Por se tratar de uma estrutura constituída por pórticos e por paredes, a nível de esforços podem-se verificar aspectos característicos de um pórtico, de uma parede ou de uma interacção entre ambos.

#### a) Comportamento de um pórtico

Num pórtico isolado para o qual não existe influência de paredes os esforços máximos dão-se ao nível da fundação, havendo diminuição dos mesmos ao longo da altura. Num pórtico que esteja inserido numa estrutura mista, o seu comportamento pode ser influenciado pelas paredes, devido às forças de compatibilização. Nesta situação os esforços máximos surgem não ao nível da base mas a um nível superior.

### b) Comportamento de uma parede

O comportamento de uma parede isolada conduz a que os esforços máximos existam ao nível da sua base. Se a parede fizer parte de uma estrutura mista os esforços máximos continuam a surgir na base, mas com um valor inferior aos anteriores, devido ao efeito que o pórtico provoca nesta.

É de notar que, no caso de estruturas mistas embora exista alguma influência dos pórticos sobre as paredes esta é menos significativa do que na situação inversa.

Para o cálculo de estruturas mistas é necessário que se tome em consideração a rigidez de cada nó equiparando-os a troços rígidos. Esta consideração é feita supondo cada barra da estrutura fictícia equivalente, constituída por troços extremos de rigidez infinita e um troço central com a rigidez da barra representada. O comprimento de cada troço rígido será igual à distância do eixo teórico do nó à face do bloco rígido em que o elemento em consideração encastra. Na figura 3.3 [14] apresenta-se o esquema para cálculo de estruturas mistas.

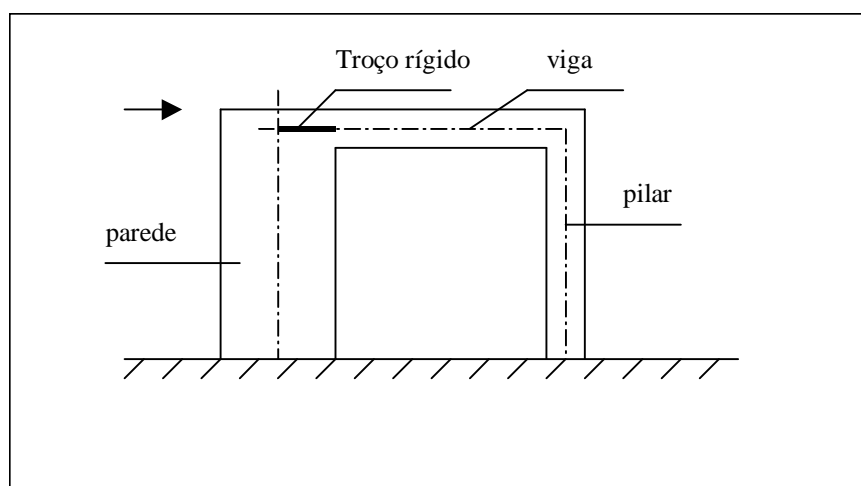


Figura 3.3 – Modelo de cálculo de estruturas mistas [14].

### 3.3. Deficiências de Comportamento Sísmico verificado em Estruturas de Edifícios de Betão Armado Existentes

Neste parágrafo far-se-à referência ao comportamento observado em alguns edifícios de betão armado que estiveram sujeitos ao sismo de “Northridge – Los Angeles” que ocorreu em 17 de Janeiro de 1994. Os edifícios construídos antes da nova

regulamentação tiveram um comportamento deficiente, incluindo-se nesta categoria sobretudo edifícios em andar vazado (Soft Storey). Em seguida ilustrar-se-à alguns danos causados em edifícios de betão sujeitos a este sismo [20].

A figura 3.4 [20] ilustra uma rotura por corte num pilar do rés-do-chão. Este pilar pertence a um edifício de planta rectangular, em que a falta de simetria se deve unicamente ao facto de no rés-do-chão um dos lados ter uma zona aberta que corresponde a uma montra, enquanto o outro lado do edifício tem esse espaço fechado. O pilar que rompeu localiza-se ao lado do estabelecimento que tem a montra.



Figura 3.4 – Rotura por corte do pilar isolado do R/C [20].

A figura 3.5 [20] ilustra os danos verificados nos pilares de alguns pórticos centrais, ao nível do 4º piso. Este edifício, de planta rectangular, é constituído por um núcleo resistente de um dos lados e por uma parede no outro, sendo a parte central constituída por pórticos de betão armado. A falta de simetria na estrutura é uma causa para os danos verificados.

Na figura 3.6 [20] observa-se os danos provocados num edifício com uma disposição em planta bastante irregular, constituído por um conjunto de torres onde se situam os acessos verticais, ligados ao edifício por vigas de betão armado. Os danos foram provocados pelo choque da torre de escada com o restante edifício ao nível dos últimos pisos, apresentando uma delas um deslocamento horizontal na base de cerca de 15cm. Estes danos tiveram como causas principais a irregularidade do edifício e o facto dos diferentes corpos que constituem o mesmo terem características dinâmicas distintas.



Figura 3.5 – Danos em pilares ao nível do 4º piso do edifício [20].



Figura 3.6 – Danos provocados pelo choque da torre de escada com o restante edifício [20].

A figura 3.7 [20] ilustra o colapso quase na totalidade de um centro comercial com estrutura em betão armado, constituída por lajes fungiformes aligeiradas e pilares circulares sem capitéis. A estrutura que foi dimensionada antes da implementação das actuais regras regulamentares apresenta grandes deficiências de concepção e pormenorização construtivas. A rotura atribui-se a punçoamento, uma vez que a espessura da laje é reduzida, a armadura de punçoamento não existe e o betão é de má qualidade.

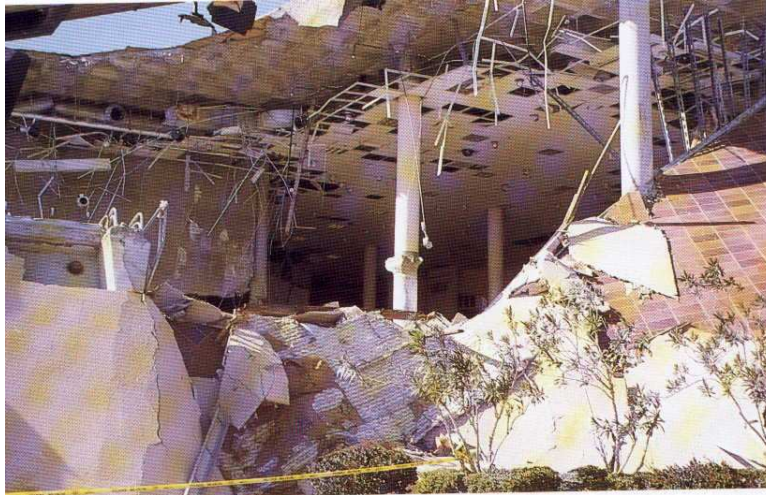


Figura 3.7 – Aspecto dos pilares isolados evidenciando o colapso da laje [20].

A figura 3.8 [20] ilustra os danos provocados num parque de estacionamento com dois níveis, criando na transição pilares curtos que sofreram grandes danos. Os pilares centrais deste parque apresentaram roturas de corte-flexão ao nível do piso térreo, evidenciando-se mais uma vez a pouca armadura longitudinal, a má cintagem e o grande recobrimento.



Figura 3.8 – Danos em pilares curtos em níveis desencontrados [20].

A figura 3.9 [20] ilustra o comportamento ao sismo de um parque de estacionamento construído recentemente. A estrutura do edifício é constituída por pórticos de betão armado. Os danos ocorridos na estrutura devem-se à grande ductilidade dos pilares periféricos e à rotura de um pilar interior, possivelmente responsável pelo colapso em cadeia do resto da estrutura.



Figura 3.9 – Colapso de uma das alas do silo-auto [20].

Dos exemplos anteriores conclui-se que as causas mais frequentes do mau comportamento dos edifícios de betão armado são devidas à deficiente pormenorização de armaduras, espaçamento excessivo da armadura transversal, excessiva espessura do betão de recobrimento, existência de colunas curtas e impacto com edifícios adjacentes de características dinâmicas diferentes. É de referir que os edifícios que apresentaram pior comportamento apresentavam danos ao nível dos pilares devidos a mecanismos de flexão-corte, o que se deve essencialmente a uma pormenorização deficiente de armaduras.

### **3.4 Conceção de Edifícios para a Acção Sísmica**

#### *3.4.1 Considerações gerais*

O objectivo básico de uma concepção sísmica é a construção de edifícios capazes de evitar perdas humanas e danos materiais, aquando da ocorrência de um sismo. Considerando por um lado o aspecto económico e, por outro lado, a ocorrência de sismos altamente destrutivos não se pode pretender uma preservação total das

construções. Isto significa que no caso de sismos muito severos aceita-se que a estrutura funcione em regime não elástico e, conseqüentemente, que surjam danos reparáveis. Para sismos de intensidade pequena ou média a resposta das estruturas é em regime elástico, aceitando-se apenas para os sismos moderados, pequenos danos em especial os que ocorrem em elementos não estruturais.

O comportamento das construções face à acção dos sismos depende de condições externas e internas aos edifícios. As condições externas têm a ver com a implantação do edifício e a sua relação com os edifícios adjacentes, enquanto as condições internas relacionam-se com o edifício propriamente dito. Assim se concluí que, uma concepção anti-sísmica não tem por objectivo a definição de solicitações, mas a definição da resistência que os edifícios devem possuir.

### *3.4.2 Aspectos relativos à geometria do edifício*

Um bom comportamento estrutural está associado ao cumprimento dos seguintes princípios básicos [41]:

- Simplicidade;
- Simetria;
- Uniformidade em planta e em altura;
- Rectangularidade / compacidade;
- Regularidade;
- Boa ligação entre elementos;

#### *3.4.2.1 Simplicidade e simetria*

As estruturas devem ser o mais simples possível, de forma a permitir um bom conhecimento do seu comportamento estrutural face à acção dos sismos. Desta forma, temos a garantia de que a estrutura será melhor modelada e dimensionada e conseqüentemente terá um melhor comportamento.

A simetria de uma estrutura é dos aspectos mais importantes para um bom comportamento estrutural. O grau de assimetria provoca efeitos torsionais difíceis de quantificar devido à falta de um bom conhecimento da acção sísmica de torção e devido

ao comportamento não linear que pode surgir para movimentos sísmicos moderados a fortes. A disposição em planta dos elementos estruturais deverá assegurar a resistência adequada em duas direcções ortogonais, procurando sempre manter a simetria quer em termos de rigidez quer em termos de massa. A regra consiste em introduzir elementos estruturais que reduzam as excentricidades nas duas direcções ortogonais.

#### 3.4.2.2 Uniformidade em altura

A condição de uniformidade em altura é conseguida se a estrutura do edifício for contínua em rigidez e em massa. Para tal, devem ser cumpridos os seguintes aspectos [11]:

- Regularidade da planta em altura

Se uma parede resistente for interrompida num piso, os andares da zona superior vão sofrer um acréscimo de esforços na zona situada imediatamente acima da interrupção;

- Continuidade de elementos resistentes verticais até à fundação

Um dos problemas mais típicos desta situação é o chamado “piso vazado”, que surge sempre que se interrompe uma parede estrutural, fazendo-a descarregar sobre pilares. Uma parede resistente interrompida no primeiro piso representa o tipo de piso vazado mais problemático, uma vez que este tipo de descontinuidade vertical da rigidez e da resistência conduz a concentração de deformações e danos no primeiro piso. Outra situação de má concepção é a interrupção de um elemento de suporte vertical, obrigando a carga vertical dos andares de cima a serem transferidas para pilares adjacentes através das vigas. Estas irão resistir a esforços elevados de flexão, corte e torção. No caso de não ser possível dar continuidade aos elementos, deve proceder-se à colocação de novos elementos estruturais noutros locais ou ao reforço dos elementos existentes.

- Ausência de modificações bruscas das secções dos elementos resistentes

A alteração das secções dos elementos estruturais, principalmente dos pilares e paredes resistentes, agravam os esforços na zona de transição. As transições destes elementos devem ser feitas de forma suave.

- Pé direito dos pisos aproximadamente igual

A existência de um andar com pé direito muito diferente dos outros pisos, provoca uma alteração na resposta estrutural a esse nível. Se o pé direito for menor, existirá um agravamento do esforço transversal a esse nível. Um caso típico de mau comportamento das estruturas é a existência de um andar “curto” de arejamento ao nível do rés do chão. Uma solução possível para esta situação é a introdução de mais pilares a esse nível de modo a tornar a rigidez do piso semelhante à dos restantes.

- Continuidade dos elementos não resistentes de um piso para o outro

Uma variação brusca de rigidez e de massa de um piso para outro, apesar da altura dos pisos se manter aproximadamente igual, pode ser causada pela não existência de paredes de enchimento ao nível do primeiro piso. Esta descontinuidade penaliza os pilares deste piso que ficarão sujeitos a esforços sísmicos mais elevados.

- Evitar a introdução de massas adicionais em determinado piso

A introdução de massas em dada zona de uma estrutura pode causar concentração de esforços, principalmente se essas massas forem excêntricas. Por outro lado, massas em zonas altas de uma estrutura, estando sujeitas a grandes acelerações, originam forças de inércia elevadas que exigem ligações adequadas. É o caso de elementos salientes, elementos pesados de cobertura ou revestimento.

### *3.4.2.3 Uniformidade, rectangularidade e regularidade em planta*

A uniformidade está relacionada com a forma como se organizam em planta as diversas estruturas resistentes. As razões que levam a aconselhar uma distribuição em planta relativamente uniforme dos elementos estruturais estão relacionadas com a transferência mais directa de forças sísmicas para os elementos estruturais verticais. Evita-se assim que este processo seja realizado pelos pisos dos edifícios, situação que nem sempre é adequadamente considerada quando da execução do projecto. Esta situação conduz à diminuição dos esforços nos elementos horizontais e nas suas ligações aos elementos verticais, com a conseqüente menor deformação dos mesmos garantindo-se melhor a hipótese de piso rígido. É de referir que a existência de um maior número de elementos verticais resistentes é favorável, uma vez que permite uma maior capacidade de redistribuição de esforços e dissipação de energia.

Apesar do que foi referido, do ponto de vista de rigidez e resistência à torção pode existir vantagem em colocar elementos de maior rigidez junto às zonas periféricas. Desde que seja verificada a simetria em relação a dois planos ortogonais, a distribuição em planta dos elementos resistentes, que é mais adequada para garantir um bom comportamento em torção, é a que corresponde a colocar esses elementos o mais próximo possível do perímetro da estrutura. Esta distribuição poderá, no entanto, ser feita apenas em relação a uma direcção, pois serão igualmente eficazes na absorção da torção mesmo que seja proveniente de excentricidades na direcção ortogonal.

Os elementos resistentes verticais devem ser localizados simetricamente em torno do centro de massa do edifício e preferencialmente no seu perímetro, minimizando os efeitos de torção e, conseqüentemente, evitando deslocamentos excessivos dos elementos resistentes localizados em planta em posições mais desfavoráveis. A massa e rigidez deverão estar distribuídas o mais simetricamente e uniformemente possível por forma a reduzir a distância entre o centro de massa, onde a resultante das forças sísmicas horizontais de piso está aplicada, e o centro de rigidez.

Deve, ainda, referir-se que a existência de grandes aberturas nos pisos dos edifícios, próximas de elementos resistentes, tem um efeito bastante negativo no comportamento das estruturas ao sismo, pondo em causa a transmissão de esforços entre elementos horizontais e verticais.

A irregularidade resulta de estruturas de planta muito alongada e zonas reentrantes de plantas em L, T, U e H. A acção sísmica neste caso originará, muito provavelmente, danos importantes nas ligações entre as diferentes zonas da construção como ilustrado na figura 3.10 [36]. De facto, devido à rigidez relativa entre ambas, desenvolver-se-ão aí deslocamentos diferenciais dando origem a concentrações de esforços e conseqüentemente a uma tendência para a separação da estrutura em diferentes corpos. A melhor solução a adoptar neste tipo de estruturas é a separação das diferentes partes por juntas de dilatação convenientemente dimensionadas.

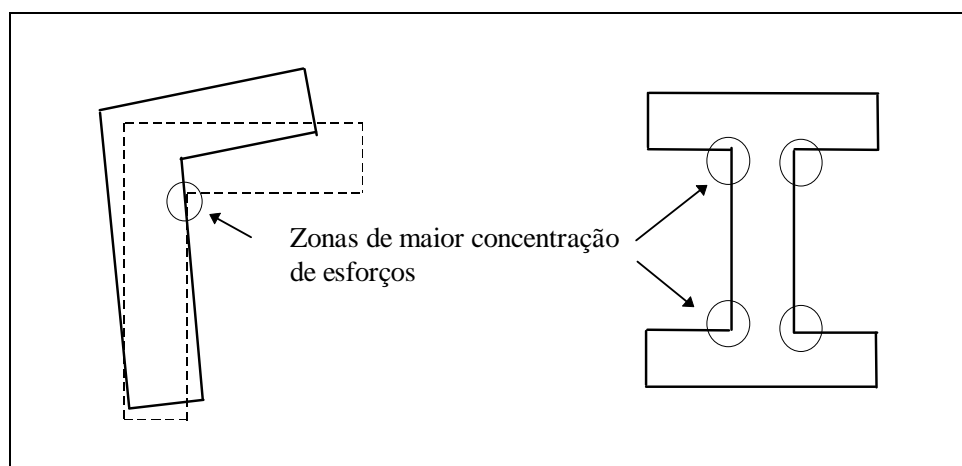


Figura 3.10 – Efeitos da acção sísmica em estruturas irregulares [36].

Uma estrutura com planta rectangular e lados de dimensões semelhantes apresenta um bom comportamento face à acção sísmica. Se a estrutura for muito alongada em planta, vão surgir problemas de flexão diferencial ao longo do seu desenvolvimento provocando fenómenos de torção. Nestes casos, a melhor solução é dotar a estrutura de juntas de dilatação construindo-se edifícios mais pequenos.

O comportamento das estruturas com formas reentrantes em planta pode ser melhorado em relação ao sismo, adicionando elementos estruturais que transformem estas plantas em plantas convexas.

#### 3.4.2.4 Proporção de um edifício

As estruturas não devem ser excessivamente esbeltas, por forma a não tornar excessivos os efeitos da não linearidade geométrica, no caso de estruturas mais flexíveis, e os efeitos das componentes rotacionais das vibrações sísmicas, no caso de estruturas mais rígidas. A esbelteza está relacionada com a variação dos esforços axiais nos pilares da periferia, por intermédio do momento global de derrubamento. A acção sísmica, quando actua sobre edifícios muito esbostos, pode originar nos pilares de periferia esforços de compressão muito elevados prejudicando a ductilidade, ou pelo contrário esforços de tracção prejudicando a resistência ao esforço transversal. Assim, recomenda-se que a altura não seja superior a 4 vezes a menor dimensão em planta [11].

### 3.4.2.5 Edifícios adjacentes

O máximo aproveitamento do terreno de implantação da construção, a diferença cronológica estrutural e os materiais utilizados resultam, por vezes, em construções adjacentes com períodos e formas de vibração distintas, podendo originar a colisão das mesmas durante um sismo. Este problema pode ser evitado através da introdução de uma junta entre os blocos, o que exige um estudo adequado do comportamento dinâmico das construções adjacentes em relação às deformações possíveis, com o objectivo de definir a dimensão da junta.

O comportamento de um edifício ao sismo não é independente dos edifícios que o rodeiam. A experiência de sismos ocorridos comprova que os maiores danos surgem em edifícios isolados, edifícios de topo em bandas largas, edifícios de gaveto em quarteirões e em edifícios em contacto com outros de diferente porte. Os danos provocados por edifícios adjacentes são devidos à falta de juntas suficientemente grandes entre edifícios o que não permite a vibração isolada de cada um. Este problema é mais acentuado nos edifícios antigos em que as juntas são muito pequenas ou até inexistentes. O factor proximidade entre edifícios pode produzir diversos efeitos quando em presença de um sismo:

- Fenómeno de impacto ou martelamento entre edifícios - “*Pounding*”: Este efeito consiste no choque entre edifícios que, devido a diferenças estruturais e à variabilidade espacial da acção sísmica, poderão entrar em vibração em oposição de fase. Neste processo vão aparecer esforços mais elevados em todos os locais de descontinuidade lateral, não só por efeito de transmissão contínua como pelo fenómeno de choque. Os edifícios de extremidade são os mais afectados, pois o esforço não encontra continuidade. A situação em quarteirão é idêntica à dos edifícios em bloco, com a agravante de que as forças provêm de duas direcções [11].
- Um outro efeito provém do facto de os terrenos de fundação terem comportamento elástico, produzindo interacções entre os edifícios.

O choque entre edifícios é mais gravoso nos casos em que os pavimentos destes não estão nivelados, o que provoca a interacção entre dois elementos de rigidez muito diferente - pilares e pavimentos (figura 3.11). O punçoamento a meia altura do pilar

provocado pelo diafragma do pavimento do outro edifício vai causar grandes momentos numa zona onde normalmente não existem grandes esforços [36].

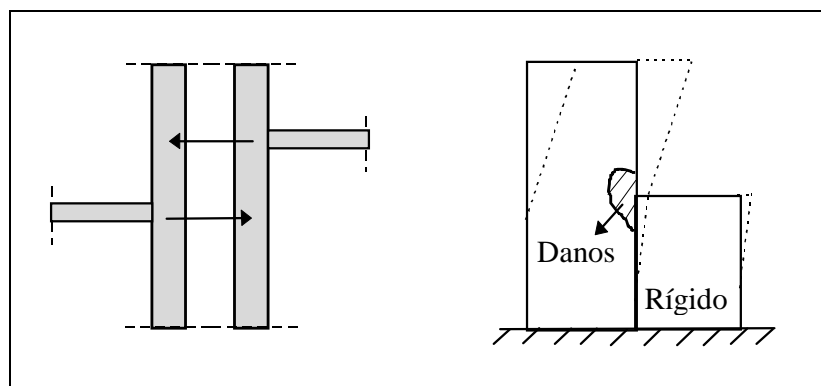


Figura 3.11 – Efeito do choque entre edifícios de rigidez diferente.

A diferente altura entre edifícios adjacentes vai provocar concentração de esforços na zona de descontinuidade em altura. O edifício mais agravado é o que apresenta maior flexibilidade na zona de descontinuidade.

É de referir, que se deve ter especialmente em conta a colisão entre edifícios quando se constróem estruturas de betão contíguas a estruturas de alvenaria. Devido à pequena ductilidade que os edifícios de alvenaria apresentam é necessário dotar o novo edifício de rigidez suficiente para não diminuir a segurança aos sismos, dos edifícios já existentes.

### 3.4.3 Aspectos relativos aos elementos estruturais

#### 3.4.3.1 Materiais estruturais

A escolha dos materiais é um importante factor na determinação da forma da estrutura. Os materiais de estruturas sujeitas a acções sísmicas devem ser homogéneos, dúcteis e apresentarem grande resistência em proporção ao peso.

O betão é um dos materiais mais utilizados nas construções de hoje. Bem projectado e bem construído, o betão é adequado para as estruturas em zonas sísmicas. É um material resistente e económico e cuja rigidez pode ser usada para minimizar as deformações sísmicas.

### 3.4.3.2 Relação entre a rigidez das vigas e dos pilares

Relativamente à proporção entre os diversos elementos estruturais deve referir-se que [44]:

- a resistência destes deve ser definida de forma a garantir que o esgotamento das capacidades resistentes se dê em flexão e não em esforço transversal. Isto deve-se ao facto de só ser possível projectar disposições construtivas que assegurem ductilidade para a rotura por flexão;
- as roturas por flexão composta com esforços elevados de compressão devem ser evitadas, dada a pequena ductilidade que apresentam;
- a resistência dos elementos deve ser atribuída tendo em conta que, as rótulas plásticas se devem formar primeiro nos elementos horizontais do que nos verticais, de modo a retardar o aparecimento de uma configuração hipostática que leve ao colapso. Isto deve-se ao facto de um mecanismo de colapso de andar ser conseguido com um número menor de rótulas nos pilares do que nas vigas e, ao facto de os pilares terem um papel mais importante no suporte global das cargas gravíticas.

### 3.4.3.3 Aberturas em paredes resistentes

A existência de aberturas nas paredes resistentes influencia significativamente a alteração das suas características. À medida que a dimensão das aberturas vão aumentando o comportamento da estrutura resistente passa a ser idêntico ao de um pórtico, o qual é bastante diferente do comportamento de uma parede. A forma como são introduzidas aberturas numa parede resistente pode provocar zonas de pequena resistência que podem conduzir a um possível colapso.

### 3.4.4 Aspectos relativos aos elementos não estruturais

Quando se considera a forma da estrutura é importante estar ciente de que alguns elementos que são considerados não estruturais podem ter uma resposta estrutural perante os sismos. Trata-se de elementos salientes, massas adicionais, escadas e paredes interiores. Quando estes elementos são feitos de materiais flexíveis não têm um efeito significativo no comportamento das estruturas perante a acção de um sismo, pelo

contrário se estes são construídos com material rígido, como o betão, blocos ou tijolo influenciam o comportamento estrutural, podendo causar [22]:

- alteração da frequência própria da estrutura;
- redistribuição da rigidez lateral da estrutura e consequente alteração da distribuição de esforços;
- rotura prematura da estrutura normalmente sujeita a esforços de corte e vibrações;
- excessivos danos nos elementos estruturais.

#### *3.4.4.1 Elementos salientes*

Nas construções, para além da estrutura resistente existem outros elementos que embora não contribuam directamente para a estabilidade da estrutura, devem manter-se estáveis durante a ocorrência de um sismo. Aceitam-se danos destes elementos em sismos intensos mas nunca em sismos moderados. É importante recordar que a concepção sísmica deve evitar danos humanos, dentro e fora das edificações, ocasionados por a queda das partes não estruturais. Assim, pretende-se que estes elementos possuam estabilidade própria de forma a se manterem agarrados à estrutura e ao mesmo tempo acompanharem-na durante as suas vibrações [40].

Refere-se, ainda, que os efeitos sísmicos aumentam à medida que aumenta a altura a que estão colocados estes elementos. Este agravamento dos efeitos com a altura resulta do movimento oscilatório que o sismo faz desenvolver num edifício e, cujas amplitudes aumentam com a distância ao solo.

#### *3.4.4.2 Massas adicionais*

A introdução de massas adicionais que não se encontrem simetricamente e uniformemente distribuídas podem provocar efeitos de torção, mesmo que o edifício seja simétrico e uniforme em termos de distribuição de rigidez. Nesta situação, devido às vibrações de torção, os elementos resistentes mais afastados do centro de rigidez irão sofrer deslocamentos e esforços adicionais. Como consequência, é necessário conferir uma maior resistência e ductilidade a estes elementos [40].

Do que se expôs concluí-se que massas adicionais não consideradas à partida como elementos estruturais influenciam significativamente o comportamento da estrutura.

### 3.4.4.3 Escadas

As escadas normalmente são ignoradas quando do estudo do comportamento global das estruturas, no entanto, por serem elementos com grande rigidez axial podem comportar-se como elementos de contraventamento diagonal. Outro aspecto importante é o facto da ligação dos patamares das escadas a meia altura dos elementos estruturais verticais restringir o movimento e consequentemente provocar maiores momentos flectores e esforços de corte nessa zona. O esforço transversal aumenta significativamente e pode provocar roturas pouco dúcteis da estrutura [40].

### 3.4.4.4 Paredes de alvenaria

As paredes de alvenaria, embora não sejam elementos estruturais, contribuem para o comportamento da estrutura face a um sismo, na medida que a tornam mais rígida e consequentemente provocam um aumento da frequência própria de vibração da estrutura. Por apresentarem uma resistência e ductilidade inferior ao betão, são as primeiras a serem danificadas e consequentemente deixam neste momento de influenciar a estrutura.

A existência de paredes de alvenaria pode influenciar o comportamento da estrutura de uma forma bastante negativa, quando não preenchem a totalidade da zona vazada, modificando assim a altura útil de deformação lateral (figura 3.12). Os pilares passam a trabalhar com altura reduzida, pois encontram-se travados pela parede de alvenaria. O esforço transversal aumenta significativamente e pode induzir roturas na estrutura [11].

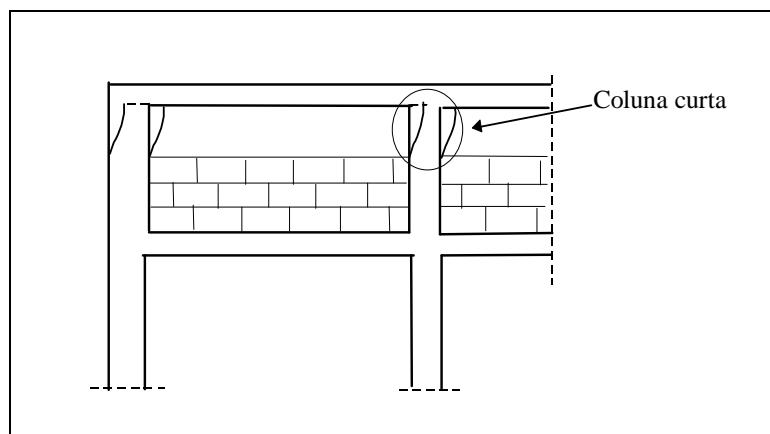


Figura 3.12 – Influência das paredes de alvenaria no comportamento da estrutura [11].

### 3.4.5 Aspectos relativos às fundações

A resistência de uma estrutura aos sismos depende em grande parte da solidarização global dos seus elementos estruturais, que só fica completa se se ligar convenientemente a estrutura ao terreno de fundação. Este por seu lado deve oferecer garantias de estabilidade, pelo que [44]:

- deve-se evitar a proximidade de declives pronunciados assim como a implantação em zonas em que o terreno possa ser afectado por deslizamentos globais de encostas ou por assentamentos importantes;
- devem-se evitar os casos em que se torne necessário proceder a aterros. A situação de aterro é de evitar não só devido ao mau comportamento destes, como ao efeito de compactação que sofrem durante os sismos. O terreno deve ser aproximadamente plano e horizontal.

Nos casos apresentados evidencia-se a dificuldade de execução de uma boa solução estrutural. A situação de pilares de diferentes alturas torna propícia a tendência para a torção do edifício, derivada da maior rigidez dos pilares mais curtos e um agravamento do esforço de corte nestes mesmos pilares.

O carácter oscilante e alternado da acção sísmica produz alterações bruscas nos esforços existentes ao nível das fundações, o que obriga a cuidados especiais no seu projecto. As forças desenvolvidas pelas vibrações sísmicas na estrutura traduzem-se ao nível da fundação por uma força horizontal e por um momento global de derrubamento. Este tipo de esforços, condicionam em muitos casos a solução de fundação, que estará limitada pelas condições geotécnicas do local.

Para que a fundação possa desempenhar as suas funções de transmissão de cargas da superestrutura ao solo e de solidarização global de todo o edifício, é necessário que todos os elementos de fundação estejam interligados entre si, de forma a garantir um funcionamento de conjunto e evitar assentamentos diferenciais.

### *3.4.6 Aspectos relativos ao comportamento da estrutura*

#### *3.4.6.1 Ductilidade e hiperestaticidade*

A segurança ao colapso de uma estrutura fundamenta-se essencialmente em dotá-la de ductilidade suficiente para absorver a energia sísmica. A ductilidade, que se pode definir como a capacidade que a estrutura possui para se deformar plasticamente, é conseguida com a utilização de materiais adequados e com uma concepção estrutural de conjunto. Como princípio básico, para dotar uma estrutura de ductilidade, as zonas de ligação entre elementos devem ser convenientemente confinadas com a colocação de um número razoável de estribos, para que em conjunto com a armadura longitudinal apresentem um comportamento plástico e dúctil [16].

A hiperestaticidade da estrutura é outro factor muito importante durante a ocorrência de um sismo severo, pelo facto de se admitir comportamento não elástico das estruturas. Quanto maior é o grau de hiperestaticidade da estrutura maior possibilidade existe de formação de rótulas plásticas antes do colapso da estrutura [16].

#### *3.4.6.2 Deformabilidade*

Durante a concepção de uma estrutura convém tomar precauções para evitar grandes deformações durante a ocorrência de um sismo, pois estas provocam reacções de pânico. A limitação das deformações é conseguida através de um aumento de rigidez horizontal, factor que se deve ter em conta quando da escolha entre uma estrutura rígida e uma estrutura flexível. Por o motivo referido e, para evitar o desprendimento dos elementos secundários e os danos nas paredes de alvenaria deve, ainda, limitar-se os deslocamentos relativos entre pisos.

## **CAPÍTULO 4**

# **Técnicas de Reforço de Edifícios para a Acção Sísmica**

### **4.1 Introdução**

Nas últimas décadas, tem havido uma actividade bastante intensa de investigação no domínio das estruturas, materiais e sismologia, a qual se tem traduzido numa rápida evolução das normas regulamentares sísmicas. Neste contexto, as associações de defesa civil defendem a ideia de verificar e, se necessário, reforçar todo o parque de edifícios existente, por forma a garantir a segurança à luz da nova regulamentação, em particular no que se refere ao risco sísmico.

Num projecto de reforço é necessário um maior cuidado do que num projecto de uma construção nova, devido ao maior número de materiais envolvidos e á complexidade da intervenção.

O projecto de reforço de um edifício para a acção sísmica deve ser sempre encarado como um reforço global de toda a estrutura, pois só assim é possível garantir um melhor comportamento sísmico da mesma. Com o reforço isolado de alguns elementos numa determinada zona do edifício, surgem concentrações de esforços nas zonas de transição provocando um agravamento no comportamento sísmico global do edifício.

As técnicas de reforço de edifícios para aumentar a sua capacidade resistente à acção sísmica podem-se agrupar em dois tipos: introdução do novos elementos resistentes e reforço dos elementos existentes.

### **4.2 Introdução de Novos Elementos Resistentes**

O reforço de um edifício através da introdução de novos elementos resistentes é especialmente adequado quando a distribuição em planta dos elementos resistentes não cumpre as regras de boa concepção sísmica ou, quando existe insuficiência no número de elementos verticais.

Os elementos de reforço devem ser colocados de forma a que a nova estrutura cumpra os princípios de uma boa concepção sísmica, como simetria e regularidade em planta,

quer em termos de massa quer em termos de rigidez, evitando assim efeitos de torção. Deve ainda, ter-se em conta, aquando da definição das dimensões dos novos elementos, que as rótulas plásticas devem formar-se primeiro nos elementos horizontais e depois nos verticais.

Esta técnica de reforço permite uma melhoria significativa da estrutura às acções horizontais uma vez que, reduz os esforços nos elementos existentes por transmissão destes aos novos elementos. Os elementos resistentes de reforço podem ser [36]:

#### **a) Pórticos de betão armado**

A utilização de elementos de reforço em pórtico é vantajosa sob o ponto de vista de comportamento sísmico, pois permite uma distribuição uniforme de resistência e são elementos com boas características de ductilidade. Em relação às fundações, os pórticos também são aconselháveis na medida que não acarretam qualquer tipo de problema na sua concepção e dimensionamento. A sua maior desvantagem reside no facto de obrigar a uma intervenção num maior número de zonas da estrutura, dificultando o seu funcionamento.

#### **b) Paredes de betão armado**

Em relação aos pórticos estes elementos apresentam como vantagens a redução da deformabilidade horizontal do edifício e o facto de se conseguir a mesma resistência com um menor número de novos elementos. As paredes colocadas na periferia do edifício conferem também um aumento de rigidez e de resistência à torção. O problema da introdução destes elementos está na concepção e dimensionamento das suas fundações, sobretudo quando o edifício não possui caves.

#### **c) Elementos metálicos**

O reforço com elementos resistentes metálicos é constituído, normalmente, por pórticos com dois ou mais montantes ligados entre si por travessas, colocadas ao nível dos pisos e contraventados diagonalmente em forma de cruz de Santo André. Uma outra solução é considerar os pórticos de betão existentes em substituição dos montantes e das travessas e introduzir apenas contraventamentos diagonais com elementos metálicos. Esta solução tem como vantagens a rapidez de execução e o facto de não provocar grande aumento de massa da estrutura, conferindo-lhe uma elevada ductilidade e resistência horizontal.

O problema reside, como para as paredes de betão, nas fundações destes elementos se o edifício não possuir caves.

### 4.3 Reforço dos Elementos Existentes

O recurso à solução de reforço dos elementos resistentes existentes é adequado quando a estrutura apresenta uma boa concepção sísmica tanto em planta como em alçado (simetria, uniformidade em altura, uniformidade e regularidade em planta). Podem ser utilizadas diversas técnicas para o reforço dos elementos resistentes. Fazem-se aqui referência apenas às mais adequadas para aumentar a resistência da estrutura à acção sísmica.

Um dos problemas mais importantes desta técnica de reforço é a garantia da ligação entre os materiais de adição e os iniciais, de modo a garantir um funcionamento conjunto e eficiente das novas secções. A ligação entre o aço de adição e o betão podem ser de dois tipos:

- ligação por aderência: Este mecanismo de ligação provém da transferência de forças entre o aço e o betão por aderência. Esta é melhorada se as armaduras tiverem a sua superfície nervurada;
- ligação mecânica: Por vezes a ligação por simples aderência não é suficiente, complementando-se a ligação com a aplicação de buchas metálicas e/ou colagem com resina epóxi.

#### 4.3.1 Reforço à flexão de vigas e lajes

Para aumentar a capacidade resistente à flexão de vigas e lajes podem utilizar-se as seguintes técnicas:

- reforço por encamisamento de um elemento;
- reforço por adição de armaduras exteriores;
- reforço com pré-esforço exterior;
- reforço por colocação de viga metálica;
- Reforço por introdução de apoios intermédios.

### a) Reforço por encamisamento de um elemento

O reforço por encamisamento de um elemento consiste em envolver a sua secção transversal com uma camada de betão ou argamassa, na qual se inserem novas armaduras, provocando assim uma ampliação desta. Esta técnica é adequada quando se pretende aumentar simultaneamente a capacidade resistente à flexão e a rigidez das vigas e lajes de betão armado. Com o encamisamento é ainda possível aumentar a resistência ao esforço transversal dos elementos (figura 4.1) [46].

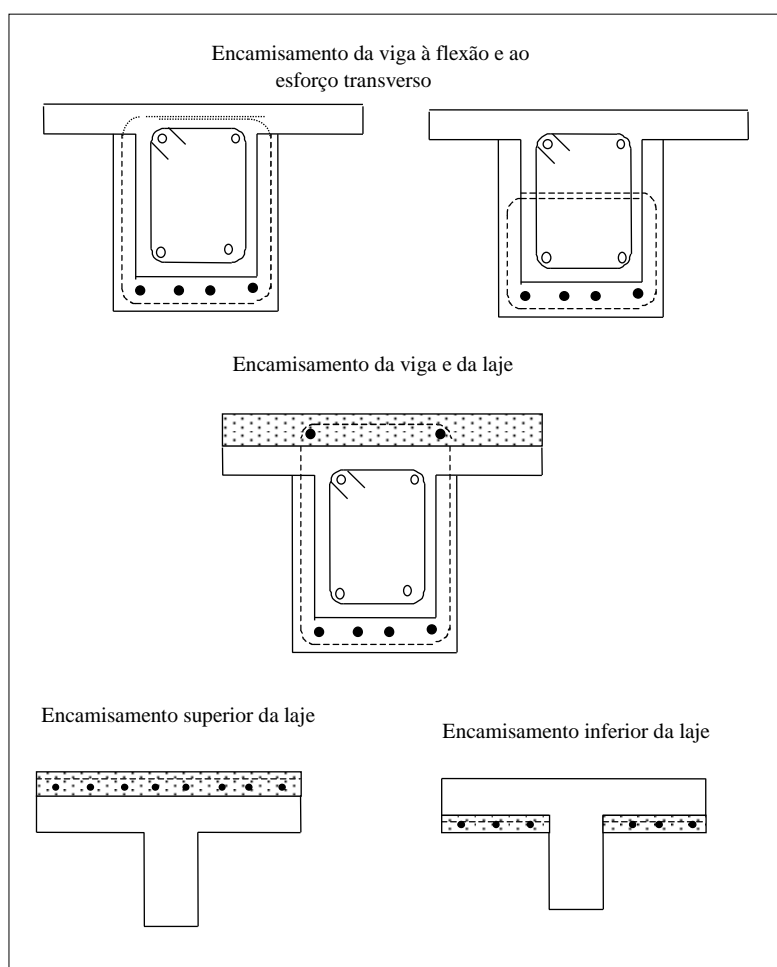


Figura 4.1 – Encamisamento com betão de vigas e lajes [46].

O encamisamento pode ser realizado por diferentes técnicas, influenciando estas juntamente com o material utilizado as espessuras mínimas exigidas para a camada de reforço. Se o encamisamento for realizado com betão projectado a espessura não pode ser inferior a 50mm; se for com betão normal cofrado este valor é de 75mm a 100mm e se for utilizada argamassa especial a espessura mínima é da ordem dos 40 a 60mm [30].

A eficiência do reforço por encamisamento depende fundamentalmente de uma boa aderência entre os materiais, de modo a garantir que o elemento reforçado funcione monoliticamente. A resistência da ligação entre o material de adição e o betão existente, quando não são utilizadas armaduras, ferrolhos ou pré-esforço, é conferida pela adesão e pelo atrito entre os materiais. Para se obter uma melhor ligação pode aplicar-se uma pintura da superfície existente com resina epóxi.

### b) Reforço por adição de armaduras exteriores

O reforço de vigas ou lajes por adição de armaduras exteriores é aplicável quando há deficiência nas armaduras já existentes e as dimensões dos elementos estruturais e a qualidade do betão são adequadas. Normalmente utilizam-se chapas ou perfis metálicos de aço de resistência não muito elevada (Fe360) para não ser necessária uma deformação muito grande para mobilizar a sua capacidade resistente.

Na figura 4.2 [31] apresentam-se limites aconselháveis para as dimensões de um reforço por adição de chapas de aço.

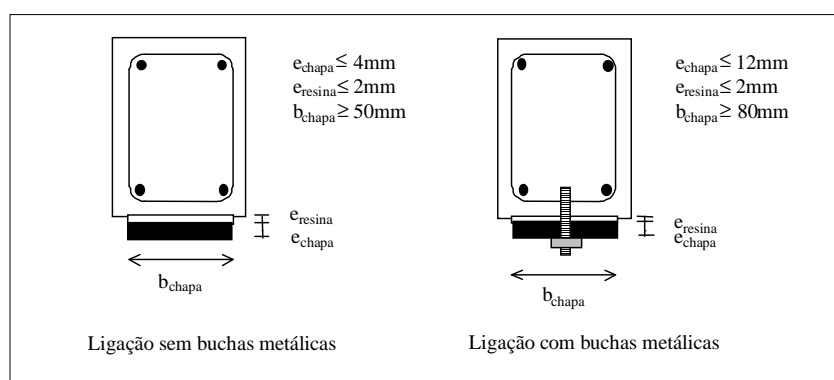


Figura 4.2 – Reforço de vigas à flexão com chapas metálicas [31].

No caso de ser necessário aplicar um reforço mais forte, poder-se-ão reforçar ambas as faces da viga com chapas interligadas por uma barra de um lado ao outro da viga, como se ilustra na figura 4.3 [24].

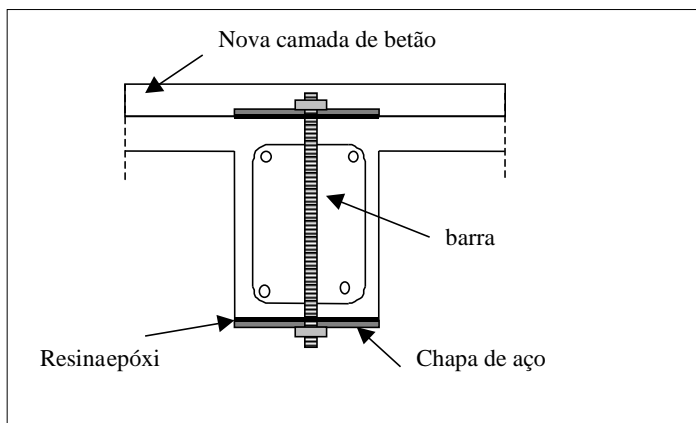


Figura 4.3 – Reforço de vigas com chapas metálicas interligadas por barras [24].

O reforço com chapas é ainda adequado quando se pretende limitar deformações existentes, como se ilustra na figura 4.4 [24].

É necessário que exista uma boa ligação entre o betão e o aço para que o elemento funcione monoliticamente. O aço e o betão podem ser ligados apenas por simples colagem com resina epóxi ou por colagem com resina epóxi aplicada por injeção. Nas situações em que a resina epóxi por si só não é suficiente para desenvolver uma adequada transferência de forças entre a secção inicial e o aço de adição, recomenda-se a utilização de buchas metálicas em combinação com esta.

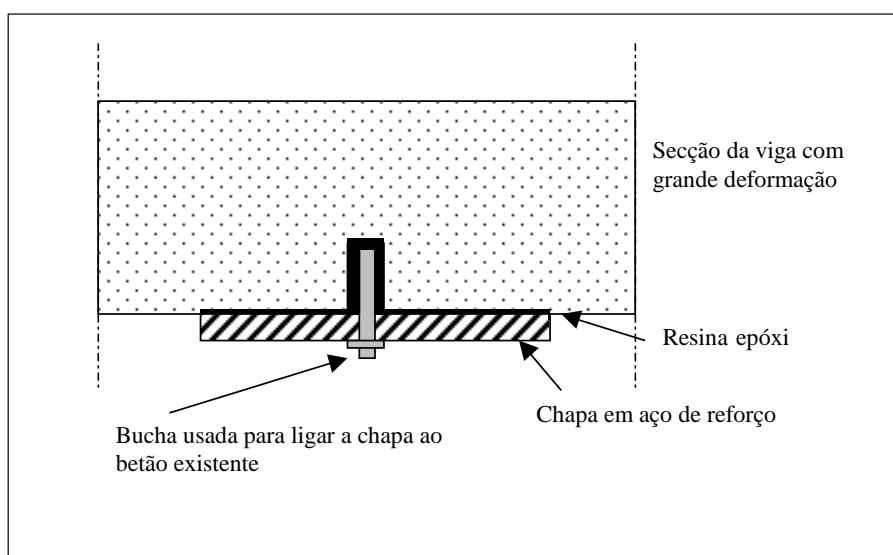


Figura 4.4 – Limitação da deformação de vigas com chapas metálicas de reforço [24].

### c) Reforço por introdução de pré-esforço exterior

O reforço por introdução de aço de pré-esforço exterior é um método adequado para aumentar a capacidade resistente à flexão das vigas ou lajes, e para substituir os cabos existentes que já não apresentam capacidade para exercer as suas funções (figura 4.5) [24]. Esta técnica é mais adequada para acções verticais.

Em geral, adoptam-se armaduras de pré-esforço exterior constituído por cabos ou varões de aço de alta aderência. Se estes não apresentarem elevada protecção anti-corrosiva devem ser protegidos por uma argamassa especial ou betão projectado. A ligação do cabo de pré-esforço à estrutura existente deve constituir um bom mecanismo de transferência de esforços. A eficácia desta técnica depende significativamente da eficiência da ligação das armaduras de pré-esforço ao elemento existente.

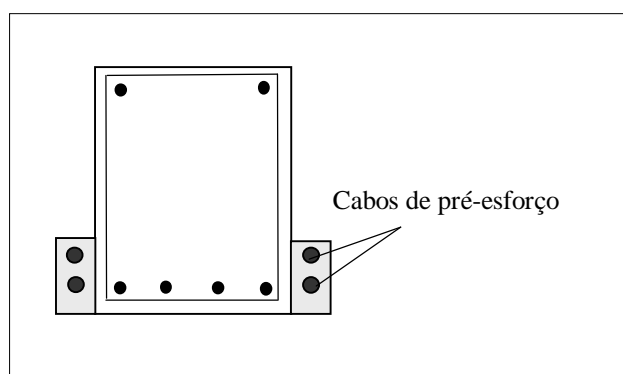


Figura 4.5 – Reforço de vigas à flexão com pré-esforço exterior [24].

### d) Reforço por colocação de viga metálica

Esta técnica de reforço consiste em utilizar um novo suporte para a viga existente, o qual é em geral um perfil em aço (figura 4.6) [24]. Esta técnica é adequada quando o incremento de resistência necessária é muito grande, situação que não seria possível resolver com uma simples chapa metálica.

A utilização desta técnica é limitada uma vez que obriga a uma redução do pé direito dos pisos, situação que nem sempre é possível. Outro problema inerente a esta técnica é a dificuldade existente na ligação nas extremidades.

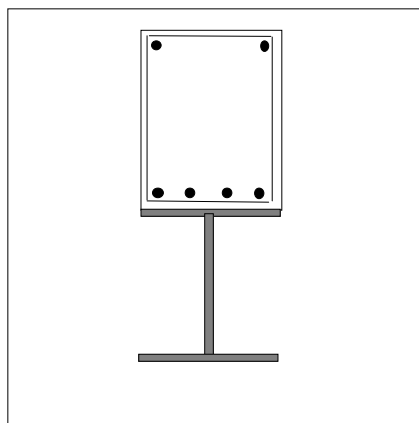


Figura 4.6 – Reforço por colocação de viga metálica [24].

### e) Reforço por introdução de apoios intermédios

A técnica de reforço que conduz à diminuição do vão das vigas ou lajes é adequada quando é necessário aumentar a capacidade resistente à flexão ou a rigidez destes elementos. Trata-se de uma técnica que só é aplicável em situações particulares.

Esta técnica utilizada em vigas e lajes é necessariamente complementada com outras técnicas de reforço, como seja o aumento das dimensões das secções dos pilares e a introdução de novos elementos de aço e de betão quer verticais quer diagonais. Na figura 4.7 [24] apresenta-se um esquema de uma possível solução de reforço de uma viga por diminuição do seu comprimento inicial.

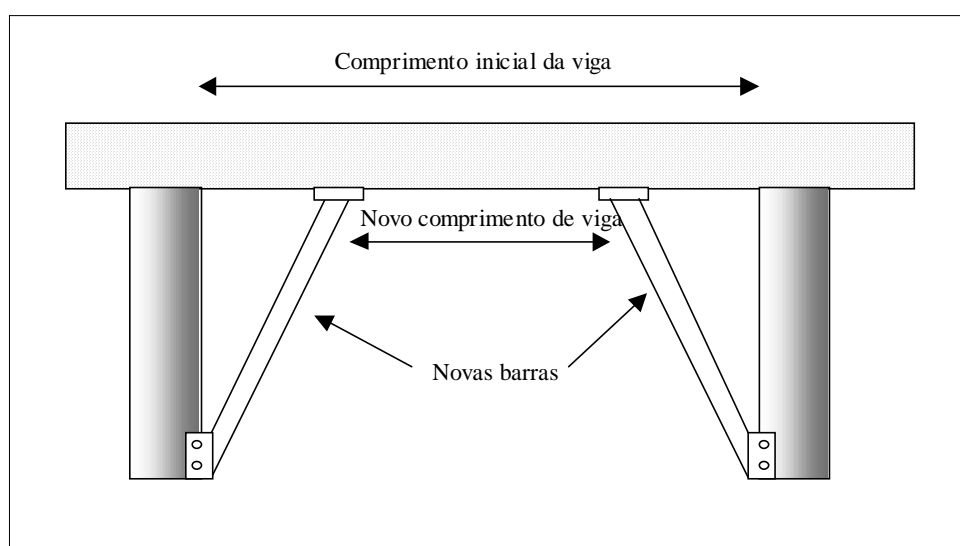


Figura 4.7 – Reforço por introdução de apoios intermédios [24].

### 4.3.2 Reforço ao esforço transversal de vigas e lajes

A capacidade resistente ao esforço transversal de vigas e lajes pode ser aumentada por vários métodos:

- reforço por encamisamento;
- reforço por adição de chapas de aço;
- reforço por pré-esforço exterior;
- reforço com barras verticais.

#### a) Reforço por encamisamento de um elemento

Como já se referiu, aquando do reforço à flexão por encamisamento, esta técnica também é adequada para incrementar a resistência ao esforço transversal de uma viga. Este aumento de resistência é conseguido por incremento da largura da viga na qual são introduzidos estribos adicionais. Na figura 4.8 indica-se o tipo de disposições de armaduras mais utilizado no encamisamento de vigas.

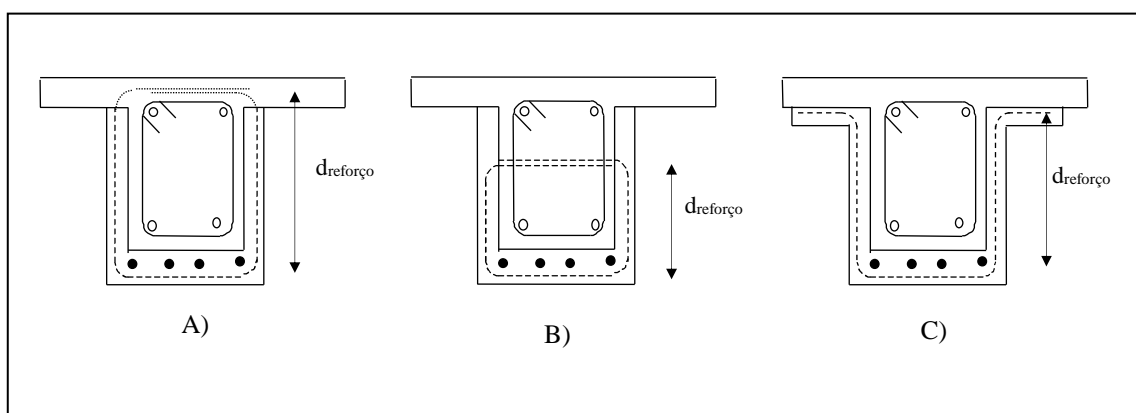


Figura 4.8 – Disposições de armaduras mais utilizadas no encamisamento de vigas.

O tipo de estribos da figura 4.8 A) confere, em relação aos estribos da figura 4.8 B) e C), uma altura ( $d_{\text{reforço}}$ ) maior do mecanismo resistente ao esforço transversal. Na solução B) a amarração da extremidade dos estribos é efectuada dentro de furos previamente executados na alma da viga. Na solução C) para amarrar a extremidade é necessário encamisar uma zona da parte inferior da laje. Na disposição A) é necessário furar o banzo da viga e abrir uma cavidade na sua face superior onde os dois ramos são amarrados. Esta solução é a forma mais eficaz de reforço ao esforço transversal mas tem

o inconveniente de ser necessário intervir na face superior do pavimento, causando desta forma, um maior impacto na utilização do edifício [30].

### b) Reforço por adição de chapas de aço

A técnica de reforço de vigas ao esforço transversal por adição de elementos de aço é utilizada quando os estribos existentes não são suficientes, mas as dimensões dos elementos e a qualidade do betão são as adequadas para os esforços existentes. Este reforço consiste na colocação de chapas de aço nas faces laterais das vigas e ao longo de todo o seu comprimento.

De acordo com o referido, é essencial para que o reforço resulte que exista uma boa ligação entre os elementos de betão e os de aço. Esta ligação pode ser realizada por simples colagem com resina epóxi ou ser complementada com a introdução de buchas metálicas. As chapas podem também ser soldadas a cantoneiras que são depois ligadas ao betão através de buchas metálicas. Na figura 4.9 estão indicadas algumas dimensões aconselháveis neste tipo de reforço [31].

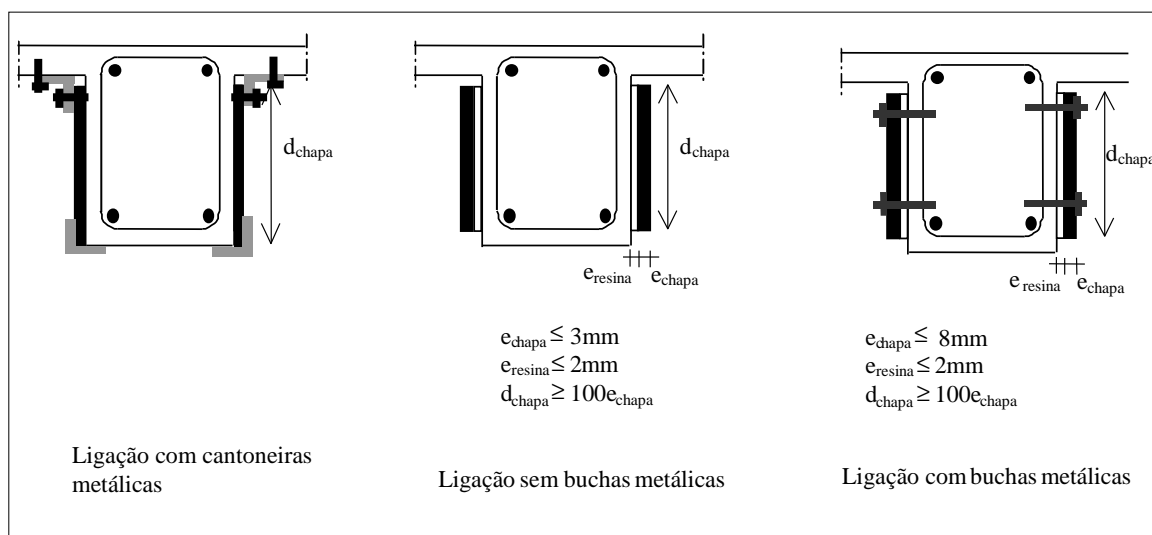


Figura 4.9 – Reforço de vigas ao esforço transversal com chapas metálicas [31].

**c) Reforço com barras verticais**

O reforço de vigas ao esforço transversal pode também ser feito por introdução de barras colocadas exteriormente, que atravessam a viga de um extremo ao outro. Esta técnica é conseguida apenas para determinados tipos de secções transversais, como o da figura 4.10 [24].

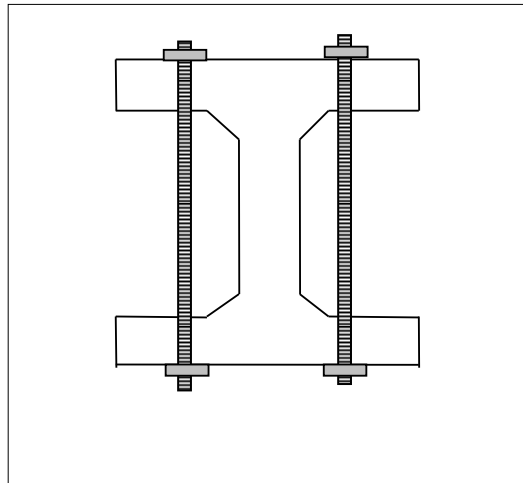


Figura 4.10 – Reforço de vigas com barras verticais [24].

No reforço de vigas ao esforço transversal podem, ainda, utilizar-se cintas constituídas por chapas que envolvem a viga em causa ao longo da zona com insuficiência de resistência ao esforço transversal (figura 4.11) [25].

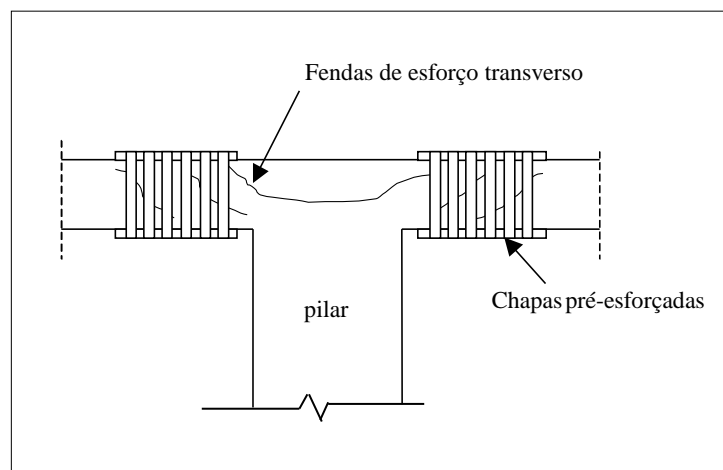


Figura 4.11 – Reforço de um capitel com chapas pré-esforçadas [25].

Este tipo de reforço é adequado quando as lajes não apresentam capacidade para resistir ao punçoamento. O esforço de corte nas zonas envolventes dos pilares é bastante agravado com a presença da acção sísmica, devido aos momentos que esta transmite à estrutura.

A resistência ao esforço transversal de vigas de betão armado pode ser aumentada com a introdução de barras no seu interior (figura 4.12) [24]. Estas barras devem atravessar o elemento de um extremo ao outro, para que a técnica resulte com eficiência.

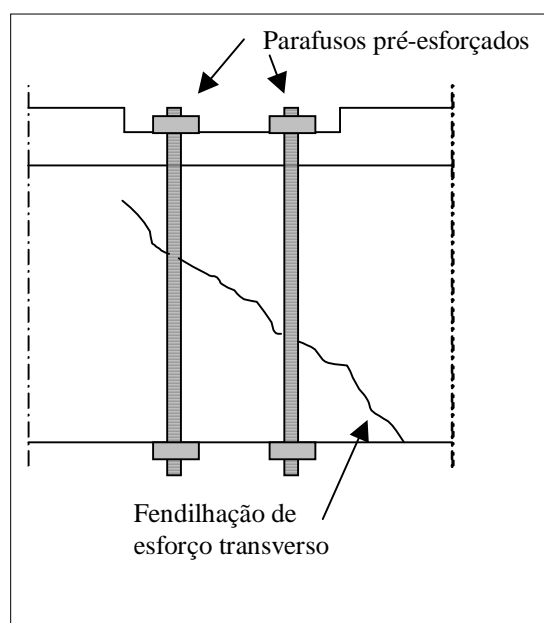


Figura 4.12 – Reforço de vigas ao esforço transversal com barras interiores [24].

Este tipo de reforço também é adequado para aumentar a resistência ao corte de lajes na zona do capitel de pilares.

#### 4.3.3 Reforço de pilares

O reforço de pilares tem como objectivos aumentar a ductilidade e a capacidade resistente. O aumento da cintagem conduz a uma melhoria da ductilidade do elemento estrutural, característica bastante importante no comportamento sísmico de um edifício. A melhoria da capacidade resistente em flexão composta pode ser obtida através da adição de elementos metálicos ou através do encamisamento dos elementos existentes.

### a) Reforço de pilares por encamisamento

Normalmente o encamisamento de pilares envolve toda a secção do elemento - encamisamento fechado - o que devido a aspectos de índole arquitectónica pode não ser possível. Nestes casos este pode ser executado apenas em algumas faces do pilar - encamisamento aberto. Na figura 4.13 [24] apresentam-se três formatos possíveis de encamisamento de pilares.

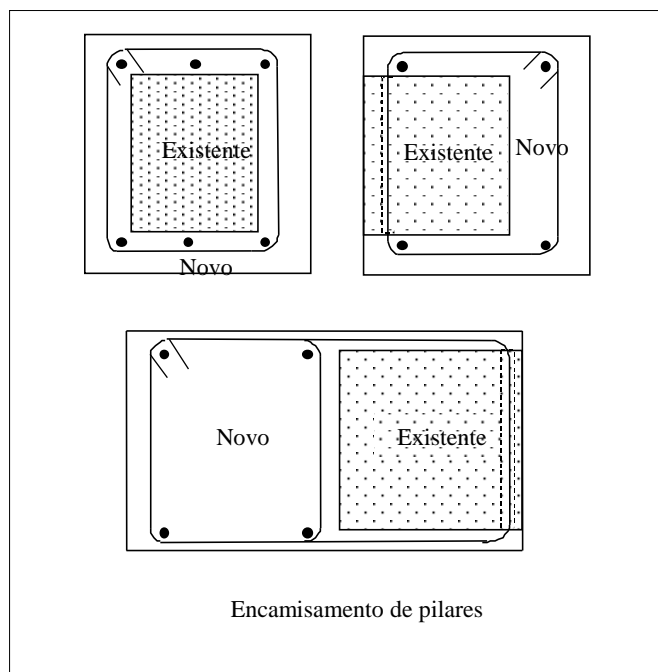


Figura 4.13 – Reforço de pilares com encamisamento em betão [24].

Em geral o encamisamento de pilares é efectuado ao longo de todo o comprimento do pilar, aumentando-se assim a resistência à compressão e à flexão. O encamisamento, tal como já foi referido, pode ser realizado por diferentes técnicas e por diversos materiais [30]:

- com betão projectado: a espessura não pode ser inferior a 50mm;
- com betão normal cofrado: a espessura pode variar entre 75mm e 100mm;
- com argamassa especial a espessura mínima é da ordem dos 40 a 60mm.

Em qualquer das disposições possíveis, para que haja uma transferência eficaz das forças do betão novo para o betão existente, é necessário que estes sejam eficazmente interligados.

## b) Reforço de pilares por adição de elementos metálicos

O reforço de pilares por adição de elementos metálicos é eficiente sobretudo nas situações de insuficiência de armaduras. Esta técnica é particularmente eficaz para melhoria do comportamento sísmico, pois permite um aumento da ductilidade dos pilares por incremento da cintagem dos mesmos.

Em geral, utilizam-se chapas de aço ou cantoneiras coladas com resina epóxi. Para além da ligação por colagem com resina injectada pode utilizar-se uma ligação através de soldadura às armaduras existentes. A utilização de buchas só é viável se a dimensão da armadura de reforço for suficiente para que as buchas não colidam com a armadura existente. Os elementos longitudinais, colocados nos cantos da secção, devem ser ligados entre si através de barras soldadas, que podem ser utilizadas para o reforço da armadura transversal. As técnicas de ligação referidas estão ilustradas na figura 4.14 [31].

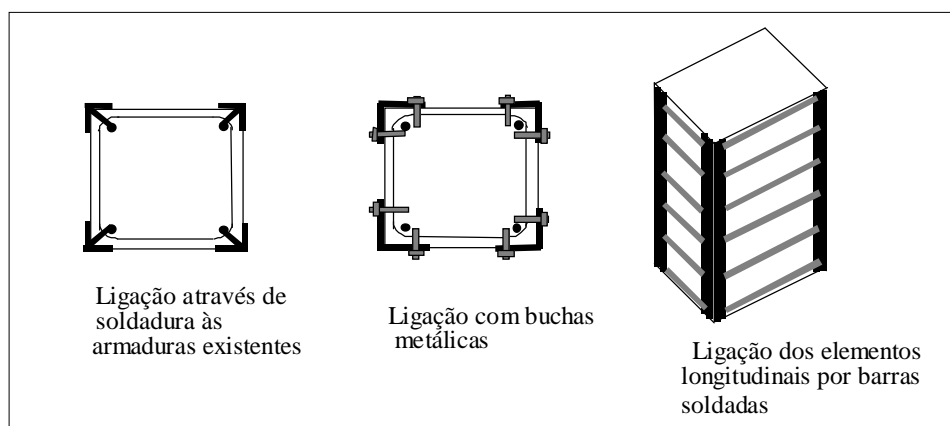


Figura 4.14 – Reforço de pilares com introdução de elementos metálicos [31].

As chapas ou perfis de reforço de pilares devem ser devidamente ligados à fundação do mesmo. Esta ligação pode ser feita com a utilização de um quadro metálico em cantoneira, ancorado à fundação através de chumbadouros introduzidos em furos e selados com resina epóxi, como se ilustra na figura 4.15 [31].

Um outro tipo de elementos metálicos que podem ser aplicados em pilares com o objectivo de aumentar o confinamento são cintas de aço (figura 4.16) [29]. Estas cintas têm flexibilidade suficiente para serem aplicadas quer em pilares circulares quer em pilares rectangulares.

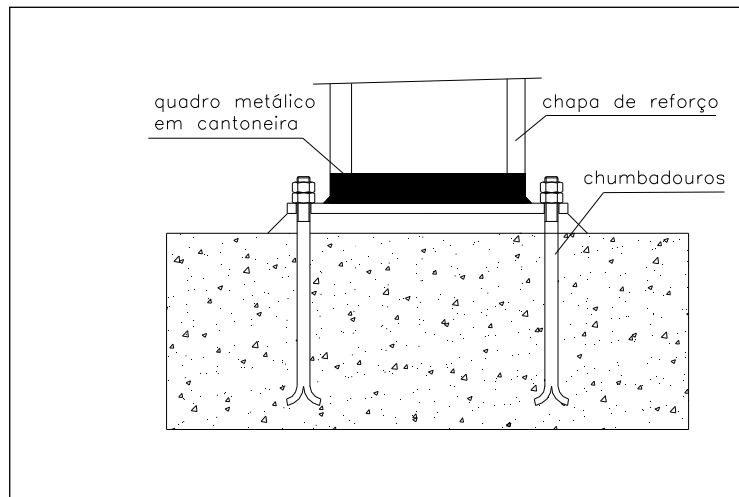


Figura 4.15 – Ligação dos perfis de reforço de pilares à sua fundação [31].

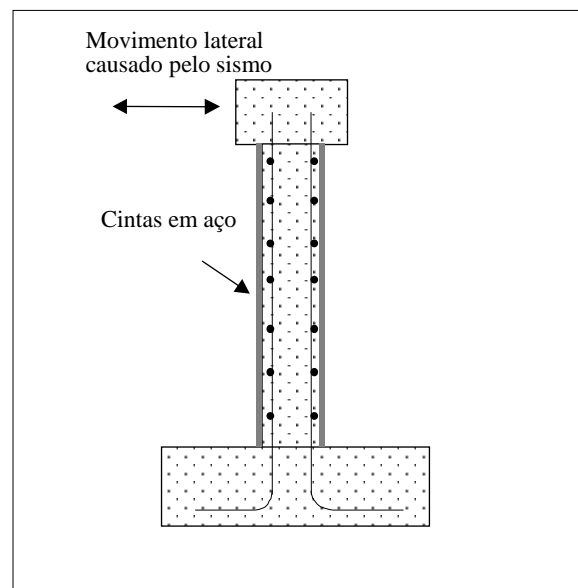


Figura 4.16 – Confinamento de pilares com cintas de aço [24].

#### 4.3.4 Reforço da ligação entre elementos verticais e horizontais

As zonas de ligação entre pilares e vigas ou lajes podem apresentar insuficiências na capacidade resistente ao momento e ao esforço de corte.

Quando se requer uma capacidade resistente ao corte adicional, nas zonas de ligação entre os elementos, podem reforçar-se estas através da ampliação das secções dos pilares por encamisamento dos mesmos, ou por introdução de suportes de corte em aço.

Estes últimos permitem a redução da tensão de corte com o aumento da área de corte efectiva na interface de transferência.

O reforço da capacidade resistente da ligação ao momento pode ser conseguido através de diversas tecnologias como o confinamento do pilar externamente, a introdução de camadas adicionais de betão, a ligação com elementos de aço ou a construção de paredes de corte, isto é adicionar paredes de betão armado aos pilares e vigas existentes.

#### *4.3.5 Reforço de paredes*

O reforço de paredes de betão armado é necessário sempre que estas não tenham espessura suficiente ou apresentem deficiências de armaduras para resistir aos esforços a que estão sujeitas. Como técnica de reforço pode adoptar-se a construção de uma nova parede em betão armado em contacto com a parede existente ou, a construção de uma estrutura composta com vários perfis metálicos anexa à parede existente.

#### *4.3.6 Isolamento sísmico de base*

O isolamento de base é uma forma de protecção sísmica, baseada na ideia de que é possível reduzir a transmissão das acelerações horizontais do solo à estrutura através da eliminação das ligações horizontais rígidas desta ao exterior. As ligações necessárias passam a ser asseguradas por sistemas mecânicos [28].

O isolamento de base permite a redução dos esforços na estrutura sem que necessariamente ocorram deformações inelásticas. As deformações são concentradas ao nível dos sistemas de isolamento, e a redução dos esforços é conseguida através da atenuação do efeito da acção sísmica sobre a estrutura isolada. Um sistema de isolamento deve garantir o suporte da estrutura e simultaneamente apresentar uma elevada flexibilidade horizontal. Na maioria dos casos também são utilizados dispositivos de dissipação de energia para maior controlo dos deslocamentos.

A propriedade mais importante do isolamento de base é o facto de, através do aumento de flexibilidade do conjunto, baixar-se a frequência fundamental da estrutura isolada, fazendo com que esta fique situada fora da gama crítica de frequências – 1Hz a 5Hz. O aumento da flexibilidade está associado a um aumento dos deslocamentos máximos,

facto que pode ser controlado por um aumento do amortecimento. Este amortecimento, garantido pelo sistema de isolamento de base, provoca também uma diminuição das forças transmitidas à estrutura [19].

A aplicação de sistemas de isolamento de base em reforço de estruturas é vantajosa em diversas situações, nomeadamente no reforço de edifícios de alto valor arquitectónico, onde a preservação da arquitectura original é muito importante. O isolamento é colocado ao nível das fundações, pelo que pode ser utilizado sem que se altere a arquitectura existente.

No reforço de estruturas com isolamento de base surgem problemas ao nível da implantação dos dispositivos no edifício e da colocação em funcionamento dos mesmos. Para que o sistema de isolamento de base funcione é necessário que não existam ligações entre o edifício e o exterior. Para que tal seja viável, em reforço, é necessário cortar todas as ligações existentes e suportar o edifício até que o sistema de isolamento entre em funcionamento. Como é obvio estas operações exigem equipamento adequado e uma programação dos trabalhos bastante cuidadosa.

Na figura 4.17 [24] apresentam-se as fases necessárias para reforçar um edifício existente utilizando um sistema de isolamento de base (cortar as ligações existentes; instalar e colocar em funcionamento o sistema de isolamento de base) e o comportamento da estrutura reforçada sujeita a um movimento lateral.

Existem diversos tipos de conjuntos de isolamento de base, entre os quais se refere [19]:

- blocos em elastómero cintado;
- blocos de elastómero cintado com núcleo de chumbo (LRB – “Lead Rubber Bearing”);
- blocos em borracha de alto amortecimento (HDLRB – “High Damping Laminated Rubber Bearing”);
- sistema FPS (“Friction Pendular System”);
- sistema de isolamento R-FBI (“Resilient Friction Base Isolation”);
- bloco de elastómero cintado com superfície de deslizamento no topo;
- sistema com blocos em elastómero cintado instalados em paralelo com elementos dissipadores.

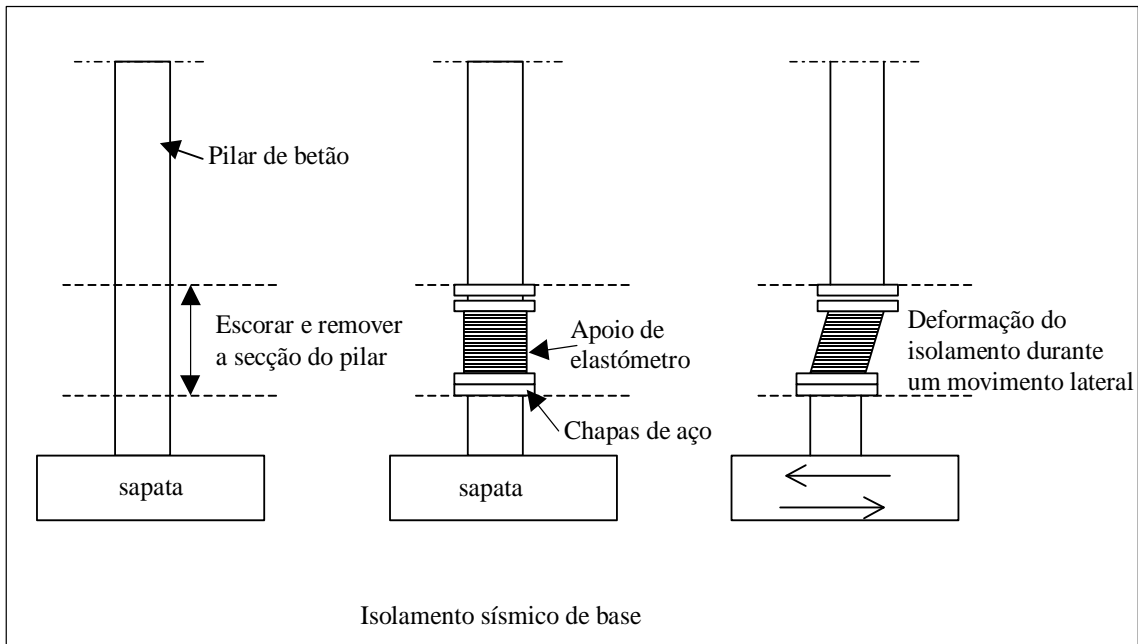


Figura 4.17—Reforço de um edifício existente com um sistema de isolamento sísmico de base [24].

## CAPÍTULO 5

# Avaliação da Segurança e Concepção do Reforço para a Acção Sísmica

### 5.1 Introdução

Existe um recurso, cada vez maior, a estudos de avaliação estrutural de edifícios com estrutura em betão armado. Esta análise pode ser efectuada por diversos motivos:

- materiais deficientes colocados em obra;
- aumento das acções verticais em relação ao previsto no projecto (acções permanentes e sobrecargas);
- deterioração da estrutura associada fundamentalmente à corrosão das armaduras e à degradação do betão;
- estrutura danificada por acções como o sismo, o incêndio e choques de veículos;
- alteração do tipo de utilização da estrutura;
- adequar os edifícios à regulamentação actual em termos de acções e disposições construtivas.

Dos factores referidos os que mais contribuem para a diminuição do nível de segurança das estruturas ao longo do tempo são: o agravamento dos valores regulamentares das acções, nomeadamente a acção sísmica, e a degradação dos materiais com consequente perda das suas propriedades. Apresenta-se, esquematicamente, na figura 5.1 [43] a diminuição da margem de segurança das estruturas ao longo do tempo, em que os troços curvos representam as perdas correspondentes à degradação dos materiais e as descontinuidades a alterações regulamentares da acção sísmica.

Por qualquer das razões apontadas anteriormente poder-se-á proceder à avaliação estrutural de um edifício, no entanto por ser objecto deste trabalho o reforço sísmico de edifícios face à nova regulamentação, será apenas desenvolvido o último ponto.

A evolução da Regulamentação Sísmica Portuguesa no domínio das estruturas de betão tem ocorrido no sentido do agravamento da acção sísmica, envolvendo também o aumento dos custos e da complexidade de cálculos.

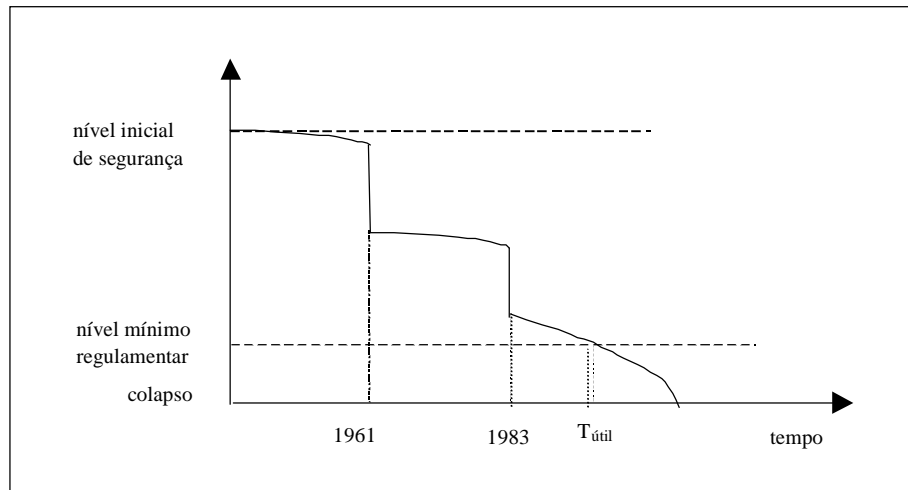


Figura 5.1 – Evolução do nível de segurança estrutural [43].

A entrada em vigor de uma nova norma coloca automaticamente as construções existentes numa situação de não conformidade com a mesma. Perante esta situação existem duas hipóteses de resolução do problema [45]:

- demonstrar que a estrutura existente resiste às novas acções durante o seu período de vida residual, evitando-se assim a hipótese de uma intervenção de reforço que está geralmente associada a custos elevados (devido aos materiais, mão de obra, tecnologia e à necessidade de interromper a funcionalidade da estrutura). Para tal procura-se, dentro de certos limites que não ponham em causa a fiabilidade estrutural, ainda que a níveis inferiores aos da construção de raiz, maximizar resistências e minimizar os efeitos das acções em termos de cálculo;
- quando a hipótese anterior não for possível é necessário proceder ao reforço da estrutura. Procede-se a uma nova análise estrutural, com as novas dimensões dos elementos resistentes e as acções em vigor. Neste tipo de intervenção o mais relevante é o facto dos trabalhos de reforço poderem tornar impeditiva a utilização da estrutura, acarretando custos funcionais muito elevados. Sendo o aspecto funcional tão importante, por vezes a melhor solução de reforço não é a que minimiza os custos, mas a que torna menos impeditiva a utilização da estrutura. No entanto não devem ser ultrapassados determinados limites no acréscimo da resistência, pois tornariam a solução economicamente inviável.

## 5.2 Avaliação da Segurança Estrutural

### 5.2.1 Avaliação Estrutural

A elaboração de um projecto de reforço deverá ser sempre precedida da avaliação da estrutura existente, envolvendo:

- a) Recolha de informações gerais e históricas relativas à obra e projecto, como data da construção, regulamento aplicado no projecto inicial, estimativa do valor residual do edifício, estudo dos documentos de projecto e informações sobre as condições do edifício incluindo anteriores trabalhos de reparação ou reforço.
- b) Realização de uma inspecção que inclua a identificação do sistema estrutural, identificação de erros relacionados com o projecto, a construção e a manutenção, investigação das condições dos elementos não estruturais e sua possível contribuição estrutural e, nível e extensão da possível degradação dos materiais.
- c) Realização de ensaios “in situ” para avaliar as características da estrutura (como a geometria, distribuição de armaduras, tensões de rotura dos materiais e estado de conservação). Este procedimento é, muitas vezes, necessário devido à escassez de elementos de projecto para avaliar a estrutura. Para além disso os materiais podem apresentar-se degradados e a estrutura construída nem sempre corresponder exactamente ao projecto.

A inspecção dos aspectos geométricos é fundamental, evitando-se que suposições quanto às dimensões e disposições das peças conduzam a modelos estruturais erróneos, não compatíveis com o comportamento estrutural efectivo. Por outro lado, a inspecção geométrica pode ser mesmo imprescindível nos casos em que o projecto estrutural não nos é facultado.

Entre as várias propriedades mecânicas dos materiais empregues nas estruturas de betão armado, a resistência do betão à compressão e a resistência do aço à tracção, são os parâmetros básicos fundamentais para o estabelecimento da capacidade resistente da estrutura e, por conseguinte, do nível de segurança. A caracterização do betão passa essencialmente pela determinação das suas características mecânicas, isto é tensão de rotura à compressão e módulo de elasticidade. Na

caracterização das armaduras de aço para a inspeção de estruturas existentes vários aspectos devem ser observados:

- as propriedades mecânicas à tracção, expressas pela classe e categoria dos aços;
- o aspecto superficial das armaduras, identificando-se a existência e o tipo das saliências responsáveis pelas condições de aderência entre o betão e o aço;
- a existência ou não de corrosão generalizada ou pontual nas armaduras;
- conhecimento da distribuição das armaduras, diâmetros dos varões e os recobrimentos existentes.

d) análise das condições de segurança.

Sendo a verificação da segurança estrutural o objectivo final da avaliação de estruturas existentes, o conhecimento das acções que actuam a estrutura ou poderão actuar nesta é fundamental. Pode também ser indispensável a definição de acções que já solicitaram a estrutura, muitas vezes causa de anomalias.

### *5.2.2 Verificação da Segurança Estrutural*

Neste parágrafo refere-se a filosofia de segurança para avaliação estrutural de edifícios aos estados limite últimos. Assim, descrever-se-á a forma de obter os valores de cálculo dos factores intervenientes neste processo: acções, propriedades dos materiais, efeitos das acções e resistência. Na verificação destas estruturas, os danos existentes devem ser adequadamente simulados e tomados em conta não só na distribuição interna dos esforços, mas também na análise das frequências de vibração das estruturas.

A análise dos efeitos destas estruturas deve ser feita com base numa análise não-linear, podendo utilizar-se em alternativa uma Análise Plástica ou uma Análise Elástica Linear seguida de redistribuição de esforços.

A verificação da capacidade resistente de uma estrutura é feita em termos de esforços e consiste em satisfazer a condição 5.1 [30], [31].

$$S_d \leq R_d \quad (5.1)$$

em que:

i)  $S_d$  representa o valor de cálculo das acções, definido pela expressão 5.2:

$$S_d = \gamma_F \cdot S(S_K) = \gamma_{sd} \cdot S(S_K \cdot \gamma_f) \quad (5.2)$$

Na expressão 5.2,  $S_K$  representa o valor característico da acção;  $\gamma_F$  é o coeficiente parcial de segurança que tem em conta dois efeitos, os erros associados ao modelo de cálculo ( $\gamma_{sd}$ ) e a incerteza da acção ( $\gamma_f$ ).

Na avaliação de uma estrutura existente a incerteza em relação aos efeitos das acções é menor do que nas estruturas novas, pois nas primeiras é possível obter informações mais rigorosas, nomeadamente em relação às acções permanentes. Assim, o valor a considerar na avaliação de estruturas existentes para o coeficiente  $\gamma_f$  pode ser inferior ao que se adopta no dimensionamento de estruturas novas. A incerteza no modelo adoptado para estruturas existentes continua a existir, pelo que o valor de  $\gamma_{sd}$  é igual ao adoptado para estruturas a construir.

No reforço de uma estrutura surgem incertezas adicionais sobre o comportamento da estrutura reforçada, logo o coeficiente  $\gamma_{sd}$  a adoptar nestas situações é superior ao das estruturas novas. Relativamente às acções surgem incertezas devido aos elementos de reforço não se podendo adoptar valores inferiores para o coeficiente  $\gamma_f$ , relativamente ao adoptado para estruturas novas.

ii)  $R_d$  representa o valor de cálculo da capacidade resistente, definido pela expressão 5.3:

$$S_R = R\left(\frac{f_k}{\gamma_M}\right) = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \times R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}\right) \quad (5.3)$$

Na expressão 5.3,  $f_k$  representa o valor característico da resistência;  $\gamma_M$  é o coeficiente parcial de segurança que tem em conta dois efeitos em simultâneo, a incerteza em relação aos materiais ( $\gamma_m$ ) e em relação ao modelo de cálculo da resistência ( $\gamma_{Rd}$ ).

A incerteza associada às características dos materiais existentes é inferior à dos materiais das estruturas novas, pelo que o coeficiente  $\gamma_m$  a considerar na análise das estruturas existentes é menor, que o que se considera para estruturas novas. No caso de reforço continuam a surgir incertezas devido aos materiais de reforço, pelo que se deve adoptar um valor para o coeficiente  $\gamma_m$  semelhante ao das estruturas a construir.

Na avaliação de estruturas existentes e no dimensionamento do reforço de estruturas o cálculo dos esforços resistentes pode ser efectuado de duas formas [30]:

- Adopção de um coeficiente de monolitismo. A resistência do elemento reforçado/existente é inicialmente calculada com base nas relações constitutivas de cálculo de materiais novos, admitindo que não existem danos e que a ligação entre os materiais é perfeita. Este valor é então reduzido através de um coeficiente global de segurança  $\gamma_{n,m}$  designado por coeficiente de monolitismo, que depende da técnica de reforço utilizada. Este coeficiente é superior no caso de reforço, uma vez que será necessário simular não só os danos existentes, mas também o comportamento dos elementos reforçados.
- Modelação do nível de danos e das tensões iniciais dos materiais existentes e simulação do elemento reforçado incluindo o comportamento da interface com os materiais de adição.

### 5.2.3 Critérios Regulamentares de Verificação da Segurança

A avaliação da segurança de uma estrutura existente constitui a primeira fase de um projecto de reforço, correspondendo a segunda fase, quando necessária, ao dimensionamento dos elementos de reforço. Os critérios de avaliação da segurança aplicados em cada uma destas fases do projecto são diferentes, no entanto, em qualquer uma delas, é sempre necessário quantificar os deslocamentos estruturais, os esforços e deformações dos elementos constituintes da estrutura. Assim devem sempre ser verificados os seguintes estados limite [7], [8]:

- a) **Estado limite de utilização** – A construção na sua globalidade, incluindo os elementos estruturais e não estruturais, deve estar protegida em relação à ocorrência de danos ou limitações ao seu uso em consequência de sismos com probabilidade de ocorrência superior à considerada no caso do estado limite último.

A filosofia seguida para verificação ao estado limite de utilização de edifícios, quer na fase de avaliação das estruturas existentes quer na fase de estudo das possíveis intervenções de reforço, é baseada nos actuais regulamentos – RSA [7] e EC8 [8].

a.1) Segundo o EC8 [8]

Para se considerar satisfeita a segurança sob a acção sísmica em relação aos estados limite de utilização, deve limitar-se os deslocamentos entre pisos de acordo com as equações 5.4 e 5.5 [8].

- Edifícios com elementos não estruturais de material frágil fixos de modo a interferirem com as deformações estruturais.

$$d_r = v \times 0.002 \times h \quad (5.4)$$

- Edifícios com elementos não estruturais de material fixos de modo a não interferirem com as deformações estruturais.

$$d_r = v \times 0.004 \times h \quad (5.5)$$

Nas expressões anteriores, “ $d_r$ ” corresponde aos deslocamentos relativos entre pisos, “ $h$ ” representa a altura do piso e “ $v$ ” é o factor de redução que tem em conta o período de retorno da acção sísmica associado ao estado limite de serviço. Este factor depende da importância dos edifícios e está representado no quadro 5.1 [8].

	v
Categoria I – Edifícios cuja integridade durante um sismo é de vital importância – hospitais.	2,5
Categoria II – Escolas, Instituições culturais, ...	2,5
Categoria III – Edifícios de tamanho intermédio e uso normal – apartamentos, edifícios de escritório.	2,0
Categoria IV – Edifícios de pequena importância para a segurança pública – edifícios de agricultura.	2,0

Quadro 5.1 – Factor de redução associado ao estado limite de serviço [8].

a.2) Segundo o RSA [7]

De acordo com este regulamento a contribuição dos modos superiores ao fundamental é desprezável se a estrutura não for demasiadamente deformável, isto é, se a frequência própria fundamental da estrutura for superior a 0.5Hz e a  $8/(\text{número de pisos})$ .

Segundo este, deve garantir-se que o deslocamento relativo entre quaisquer dois nós sucessivos de um elemento vertical de suporte, obtido pela análise de 1ª ordem, deve ser inferior a 1.5% da distância entre os referidos nós. Desta forma, pode dispensar-se a consideração da instabilidade de conjunto da estrutura. Embora se trate de uma verificação associada aos estados limite últimos indirectamente limita a deformabilidade do edifício para sismos de serviço.

**b) Estado limite último** – A estrutura, na sua globalidade, deve suportar sem colapsos locais ou globais a acção sísmica de projecto, mantendo dessa forma a sua integridade e a sua resistência residual após o termo da acção sísmica.

### 5.3 Ductilidade

No caso de estruturas de betão armado, um aspecto importante a considerar no processo de avaliação da segurança em relação à acção sísmica é o nível de ductilidade da estrutura e dos elementos que a constituem. Entende-se por ductilidade de uma estrutura a capacidade de deformação, que esta possui, para além dos seus limites elásticos, suportando, sem grande diminuição de resistência, ciclos sucessivos de acções alternadas e de grande amplitude. Assim a capacidade de dissipar de forma estabilizada a energia absorvida permite à estrutura limitar o desenvolvimento de grandes esforços no seu seio [45].

A ductilidade é o parâmetro mais utilizado para caracterizar o comportamento sob acções cíclicas, dando uma noção da capacidade de deformação inelástica. Para um elemento de betão armado a ductilidade pode ser definida em termos de deslocamentos, rotações ou curvaturas, através das expressões 5.6, 5.7 e 5.8 [36].

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad - \text{coeficiente de ductilidade em deslocamento} \quad (5.6)$$

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad - \text{coeficiente de ductilidade em rotação} \quad (5.7)$$

$$\mu_{1/r} = \frac{(1/r)_u}{(1/r)_y} \quad - \text{coeficiente de ductilidade em curvatura} \quad (5.8)$$

em que:  $\delta_y$  e  $\delta_u$  representam os deslocamentos de cedência e último;

$\theta_y$  e  $\theta_u$  representam as rotações de cedência e última;

$(1/r)_y$  e  $(1/r)_u$  representam as curvaturas de cedência e última.

Relativamente à ductilidade em flexão, que é uma propriedade muito importante particularmente quando está em causa o comportamento sob acções sísmicas, as ligações são genericamente classificadas em: ligações dúcteis, quando permitem deformações importantes sem perda de resistência e têm boa capacidade de deformação de energia (figura 5.2a); ligações frágeis, quando não permitem deformações pós-

elásticas significativas e apresentam reduzida capacidade de dissipação de energia (figura 5.2b) [23].

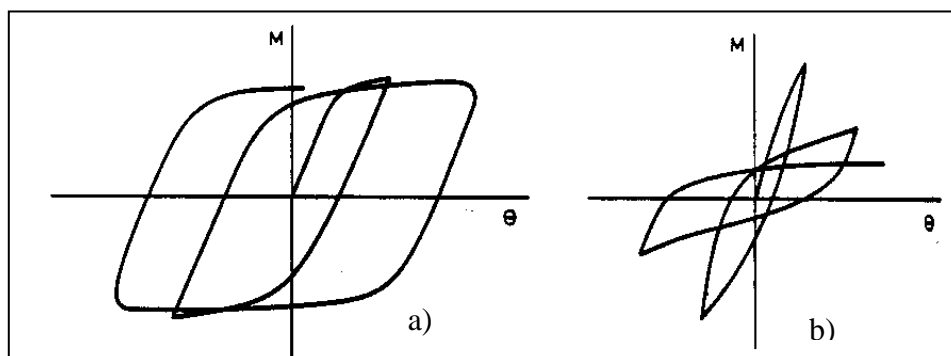


Figura 5.2 – Comportamento hysterético de ligações [23].

O grau de ductilidade de uma secção de betão armado é significativamente influenciado pelos seguintes parâmetros [35].

a) **nível de esforço axial** – o aumento do esforço axial causa uma diminuição da ductilidade da secção, devida ao incremento das tensões de compressão aplicadas ao betão cuja rotura está associada a um comportamento frágil. Na figura 5.3 [21] apresenta-se um gráfico do valor da ductilidade em curvatura em função do nível de esforço axial reduzido, definido por:

$$\nu = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}} \tag{5.9}$$

Na equação 5.9, N é o esforço normal, A<sub>c</sub> é a área da secção e f<sub>cd</sub> é o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão.

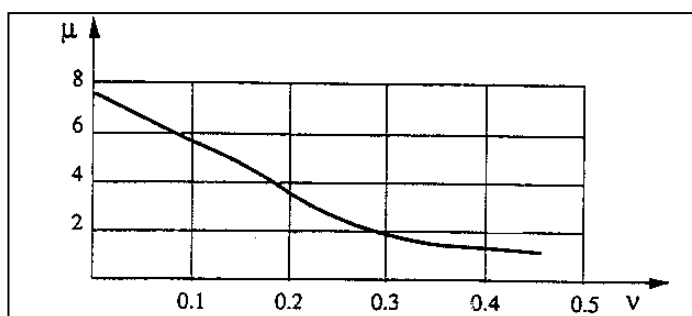


Figura 5.3 – Ductilidade em curvatura em função do nível de esforço axial [21].

**b) percentagem de armadura longitudinal** - O aumento da armadura longitudinal de tracção provoca um aumento das tensões de compressão no betão nas fibras opostas que causa uma redução da ductilidade. A introdução de uma armadura de compressão alivia aquelas tensões, uma vez que parte da força de compressão é absorvida por esta armadura, produzindo assim um aumento da ductilidade da secção.

Na figura 5.4 [33] representa-se a ductilidade em função da percentagem de armadura longitudinal de tracção ( $\omega_1$ ), para vários valores da armadura de compressão ( $A_{s2}$ ). Nesta figura  $A_{s1}$  é a área de armadura de tracção,  $b$  e  $h$  são respectivamente a largura e a altura da secção e  $f_{syd}$  é o valor de cálculo da tensão de cedência da armadura.

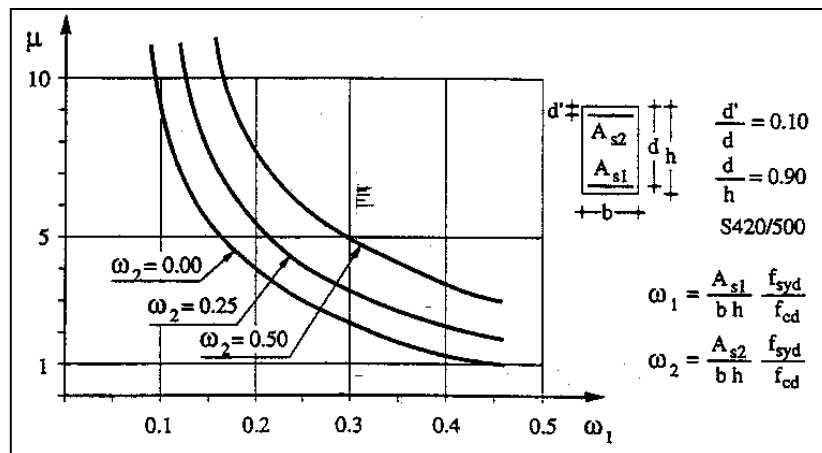


Figura 5.4 – Influência da armadura longitudinal na ductilidade em curvatura [33].

**c) Resistência do betão e das armaduras** – O aumento da resistência das armaduras causa uma redução da ductilidade, o que é explicado pelo acréscimo das tensões de compressão aplicadas no betão devido ao incremento da força de tracção nas armaduras. Contrariamente, o aumento da resistência do betão causa uma maior ductilidade devido, a uma “mais tardia” rotura do betão de maior resistência [35].

Na figura 5.5 [33], apresenta-se um gráfico que ilustra a influência da resistência do betão e das armaduras na ductilidade em curvatura de uma secção de betão armado.

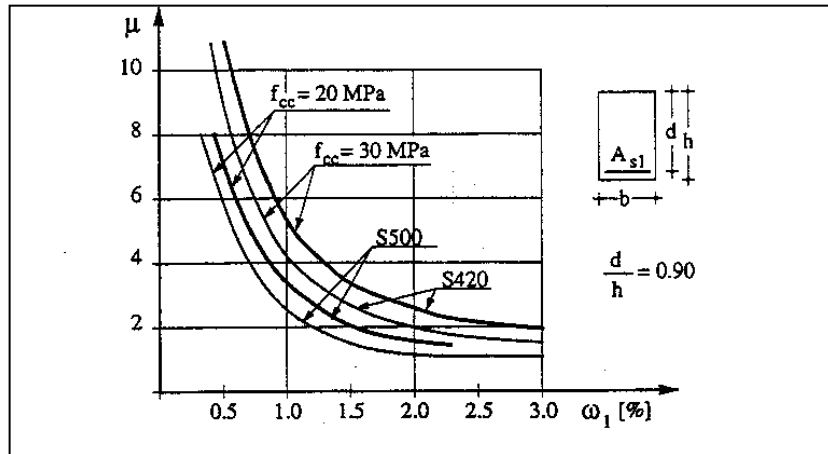


Figura 5.5 – Influência da resistência do betão e das armaduras na ductilidade de uma secção [33].

**d) Cintagem** – A ductilidade do betão pode ser significativamente aumentada através de um confinamento do betão conferido por uma eficiente cintagem. O efeito da cintagem é tanto maior quanto menor for a deformabilidade dos estribos, isto é, quanto maior for a percentagem de armadura transversal.

Numa peça de betão armado de secção rectangular cintada com estribos rectangulares, apenas uma parte do núcleo cintado sofre o efeito do confinamento, o que se deve ao afastamento dos estribos no sentido longitudinal e a um efeito de canto na secção. Devido às forças aplicadas sobre o estribo este deforma-se e as zonas laterais do núcleo não sofrem o efeito do confinamento (figura 5.6). O estribo apenas exerce esse mesmo efeito nos cantos da secção, formando-se dentro do núcleo um mecanismo de arco entre os quatro cantos. No sentido longitudinal estabelece-se entre os estribos um mecanismo idêntico. A forma mais eficiente de cintagem de peças de betão armado é a circular [35].

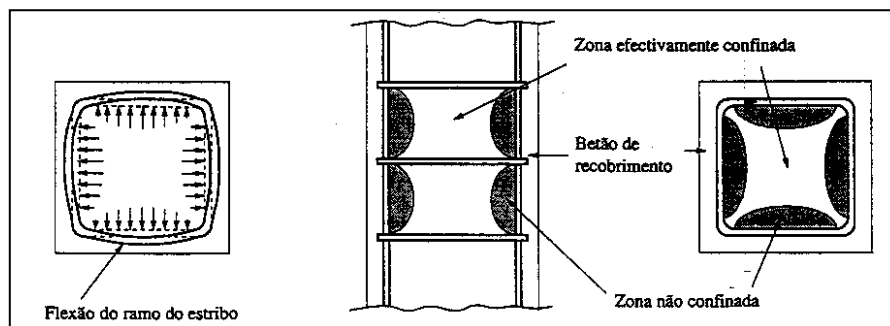


Figura 5.6 – Mecanismo de cintagem [35].

As características específicas do dimensionamento sísmico que se referiram deveriam levar à realização de análises considerando o comportamento não linear não sendo, no entanto, para a maioria das estruturas fácil efectuar análises deste tipo. Assim procuraram-se formas simplificadas de traduzir os mesmos efeitos.

#### 5.4 Coeficiente de comportamento

Seria anti-económico dimensionar as estruturas de modo a apresentarem uma resposta elástica para os sismos de elevada intensidade, uma vez que este procedimento conduziria a dimensões dos elementos resistentes e a taxas de armaduras muito superiores aquelas que são usualmente adoptadas.

As estruturas resistem à acção dos sismos de elevada intensidade, dissipando energia através de ciclos de deformações inelásticas dos seus materiais estruturais. A capacidade de dissipação de energia das estruturas está directamente relacionada com a ductilidade que a estrutura globalmente apresenta, a qual depende principalmente da ductilidade dos seus elementos, para além da forma e da distribuição dos elementos resistentes do edifício. Verifica-se assim que as estruturas funcionam em regime inelástico durante a ocorrência de um sismo.

O dimensionamento para a acção dos sismos é realizado através de uma análise dinâmica linear em que a acção do sismo de projecto é quantificada através de espectros de resposta ou de potência. Desta análise são obtidos esforços correspondentes a uma análise elástica da estrutura à qual, como já referido, corresponde uma solução anti-económica. De acordo com o RSA [7] e o EC8 [8], a segurança à acção sísmica é verificada com base na combinação de acções, em que a parcela devida ao sismo ( $S_E$ ) é obtida dividindo os esforços elásticos ( $S_{elástico}$ ) por um coeficiente de comportamento  $q$ , de acordo com a expressão 5.10 [35].

$$S_E = \frac{S_{elástico}}{q} \quad (5.10)$$

O coeficiente de comportamento ( $q$ ) é um coeficiente de natureza essencialmente estratégica que, no âmbito de um processo de dimensionamento, permite reduzir os esforços de cálculo dos elementos estruturais tendo em conta os efeitos associados ao comportamento não linear da estrutura. O valor deste coeficiente depende do tipo de

estrutura, dos materiais que a constituem e do seu grau de ductilidade. Assim, torna-se necessário contabilizar com suficiente aproximação o grau de ductilidade real da estrutura, de modo que caso se recorra a uma análise elástica, o coeficiente de comportamento utilizado seja adequado e os resultados obtidos sejam próximos dos que se obteriam tendo em conta o comportamento não linear da estrutura.

Na figura 5.7 [17] apresentam-se dois tipos de comportamento estrutural – comportamento linear e comportamento não linear, com o objectivo de clarificar os conceitos de coeficiente de comportamento e de coeficiente de ductilidade.

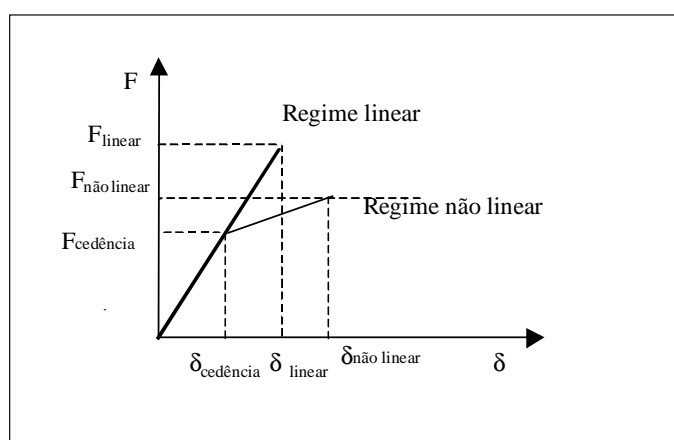


Figura 5.7 – Comportamentos estruturais em regimes linear e não linear.

De acordo com a figura 5.7 definem-se as grandezas representadas pelas expressões 5.11, 5.12 e 5.13.

- Coeficiente de comportamento relativo a forças : 
$$q_F = \frac{F_{linear}}{F_{nãolinear}} = q \quad (5.11)$$

- Coeficiente de comportamento relativo a deslocamentos: 
$$q_d = \frac{\delta_{linear}}{\delta_{nãolinear}} \quad (5.12)$$

- Coeficiente de ductilidade exigida em deslocamento: 
$$\mu_d = \frac{\delta_{nãolinear}}{\delta_{cedência}} \quad (5.13)$$

O RSA [7] e o Eurocódigo8 [8] admitem simplifadamente que o comportamento não linear é elastoplástico perfeito, pelo que o valor da força não linear coincide com o valor da força de cedência.

No caso de estruturas moderadamente flexíveis os deslocamentos obtidos do comportamento linear e do comportamento não linear equivalentes, quando sujeitos à acção sísmica regulamentar, são praticamente iguais. Desta forma, o critério de equivalência a utilizar para a análise linear consiste na igualdade de deslocamentos, ou seja,  $q_d = 1$  e  $q_F = \mu_d$  (figura 5.7) [45]. Admitindo os pressupostos anteriores, a figura 5.7 transforma-se na figura 5.8.

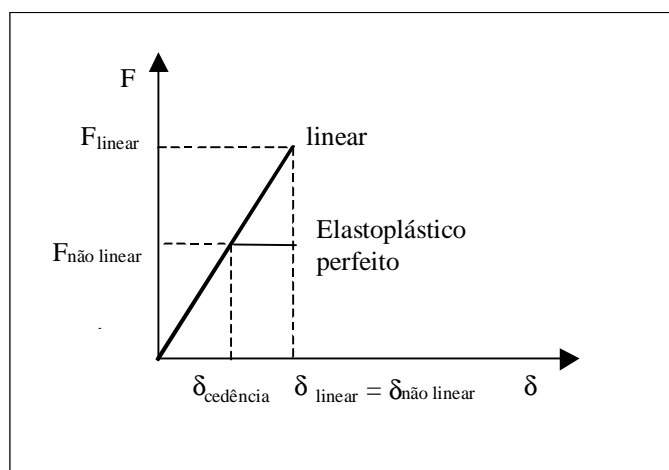


Figura 5.8 – Comportamentos estruturais em regimes linear e elastoplástico perfeito.

A introdução de um coeficiente de comportamento conduz a esforços menores mas obriga a uma maior capacidade de deformação, uma vez que o limite elástico é reduzido e o deslocamento máximo mantém-se constante. Pode portanto estabelecer-se, no dimensionamento à acção sísmica, uma dualidade entre a resistência imposta ao elemento, directamente relacionada com o coeficiente de comportamento para esforços,  $q$ , e a ductilidade requerida para o elemento por forma a conferir capacidade de deformação à estrutura. Esta relação conduz a dois tipos de dimensionamento [35]:

- *dimensionamento em resistência* - a adopção de um coeficiente de comportamento mais baixo corresponde a um dimensionamento associado a maior resistência e a menor ductilidade requerida;
- *dimensionamento em ductilidade* – a adopção de um coeficiente de comportamento mais elevado corresponde a menor resistência e maior ductilidade requerida.

A adopção de coeficientes de comportamento elevados (superiores a 3.5) pode causar um aumento dos deslocamentos máximos, o que num edifício implica, para além de maiores deslocamentos relativos, um incremento dos efeitos de segunda ordem nos pilares. Outro factor que penaliza as estruturas de ductilidade elevada é o grau de

exigência ao nível das pormenorizações das armaduras longitudinais e da cintagem, em particular nas zonas críticas, de onde resulta que não é garantido que se obtenham quantidades de armaduras inferiores quando se adopta uma classe de ductilidade superior [35].

A sensibilidade aos sismos de menor amplitude – sismo de serviço – de uma estrutura dimensionada com um nível de ductilidade superior é maior, uma vez que os seus elementos estruturais irão sofrer deformações inelásticas mais cedo. Assim é de esperar que em muitas circunstâncias uma estrutura de menor ductilidade, mas dimensionada e pormenorizada correctamente, sofra menos danos do que outra dimensionada tirando mais partido da ductilidade [35].

De todo este raciocínio conclui-se que não são evidentes as vantagens do dimensionamento das estruturas em zonas sísmicas tirando mais partido da ductilidade do que o que é feito actualmente.

Os valores dos coeficientes de comportamento a utilizar no projecto estão regulamentarmente relacionados com a classe de ductilidade adoptada:

- o REBAP [6] define duas classes de ductilidade, ductilidade normal e ductilidade melhorada;
- o EC8 [8] define três classes de ductilidade, baixa ductilidade (DCL), média ductilidade (DCM) e alta ductilidade (DCH).

#### *5.4.1 Quantificação do coeficiente de comportamento*

Na avaliação da segurança e no projecto de reforço de estruturas existentes face à acção sísmica torna-se, por vezes difícil, atribuir um valor adequado ao coeficiente de comportamento da estrutura. Isto deve-se ao facto de muitas das estruturas terem sido projectadas antes da implementação da regulamentação para a acção sísmica ou, ainda, porque os valores utilizados para esse coeficiente correspondem actualmente a disposições construtivas mais eficientes. No entanto, deve sempre procurar-se quantificar com suficiente aproximação um valor adequado para este coeficiente.

A metodologia seguida para a quantificação do coeficiente de comportamento baseia-se nas propostas apresentadas no REBAP [6] e nas partes 1.1 e 1.3 do Eurocódigo8. [8] Por se tratar da verificação da segurança e reforço de estruturas existentes, dever-se-á ter em consideração, também, a parte 1.4 do Eurocódigo8 [8]. De acordo com esta, o valor do coeficiente de comportamento de uma estrutura existente depende das condições de conservação dos materiais, dos elementos estruturais e das zonas dissipativas, não fazendo, no entanto, qualquer referência a valores ou a métodos para os estimar, para além dos definidos na parte 1.3 do EC8 [8]. O comportamento de uma estrutura reforçada é, ainda, influenciado pelos novos elementos de reforço, os quais tornam a estrutura mais rígida e conseqüentemente alteram o grau de ductilidade da mesma.

*a) Segundo o EC8 [8]*

De acordo com a parte 1.3 do Eurocódigo8 [8], o coeficiente de comportamento de estruturas de betão armado é quantificado em função do sistema estrutural, da classe de ductilidade considerada e ainda da classe de regularidade. A expressão proposta, para definir “q” é a representada pela equação 5.14.

$$q = q_0 \cdot k_D \cdot k_R \cdot k_w \geq 1,0 \quad (5.14)$$

onde: -  $q_0$  representa o valor base do coeficiente de comportamento, dependente do sistema estrutural (quadro 5.2 [8]).

Sistema estrutural		$q_0$
Pórtico		5,0
Misto	Pórtico equivalente (a força de corte absorvida na base do edifício pelos pilares é superior a 50% da força de corte total).	5,0
	Parede equivalente (a força de corte absorvida na base do edifício pelas paredes é superior a 50% da força de corte total).	4,5
Paredes	Acopladas	5,0
	Desacopladas	4,0

Quadro 5.2 – Valor base do coeficiente de comportamento [8].

- $K_D$  é o factor que reflecte a classe de ductilidade (igual a 1 para estruturas de alta ductilidade - “DCH”; 0,75 para estruturas de ductilidade média - “DCM” e 0,5 para estruturas de baixa ductilidade - “DCL”);

- $K_R$  é o factor relacionado com a regularidade estrutural em altura (igual a 1,0 para estruturas regulares e 0,8 para estruturas irregulares);
- $K_w$  é o factor que reflecte o modo de colapso dominante em estruturas com paredes resistentes, sendo igual a 1,0 para estruturas em pórtico e misto pórtico e menor que 1,0 para misto parede e parede.

O projecto de resistência ao sismo dos edifícios metálicos e mistos pode ser considerado, segundo a parte 1.3 do Eurocódigo8 [8], admitindo que a estrutura tem um comportamento não dissipativo adoptando-se, neste caso, um valor para o coeficiente de comportamento igual a 1,0, ou, ainda admitindo um comportamento estrutural dissipativo adoptando-se, nesta situação um coeficiente superior a 1,0. Nesta última hipótese é necessário considerar na estrutura zonas dissipativas que devem possuir resistência e ductilidade adequadas, o que é conseguido se forem cumpridas algumas regras de pormenorização. É de referir que essas zonas devem ocorrer em partes da estrutura em que plastificações, encurvaduras locais ou outros fenómenos decorrentes do comportamento histerético não ponham em causa a estabilidade global da estrutura [8].

*b) Segundo o REBAP [6]*

De acordo com o REBAP [6], o coeficiente de comportamento de estruturas de betão armado é quantificado em função do sistema estrutural e da classe de ductilidade considerada. No quadro 5.3 [6] apresentam-se os valores do coeficiente de comportamento de acordo com este regulamento.

Tipo de estrutura	Ductilidade normal	Ductilidade melhorada
Pórtico	2,5	3,5
Mistas pórtico – parede	2,0	2,5
Parede	1,5	2,0

Quadro 5.3 – Valor do coeficiente de comportamento segundo o REBAP [6].

Como conclusão, refere-se que a exploração da ductilidade da estrutura e dos elementos que a constituem é um aspecto muito importante na avaliação da segurança, sendo mesmo uma condição necessária para que as estruturas suportem sismos de grande intensidade.

### **5.5 Metodologia Adoptada para o dimensionamento do reforço de edifícios**

As estruturas existentes construídas antes da entrada em vigor da actual regulamentação estão, naturalmente, dimensionadas e executadas segundo regras construtivas diferentes das hoje aplicadas. Por esta razão não é aceitável proceder da mesma forma na avaliação da capacidade resistente de uma estrutura existente e num projecto de uma estrutura nova.

Neste subcapítulo apresenta-se a metodologia adoptada para a concepção do reforço de edifícios existentes com estrutura em betão armado, sujeitos à acção sísmica. O método de análise adoptado é constituído por duas fases, que a seguir se descrevem:

- avaliação da segurança dos edifícios existentes para a acção sísmica;
- dimensionamento e comparação das soluções de reforço.

Na fase de avaliação estrutural o primeiro objectivo consiste em verificar se a estrutura resiste às acções previstas no seu período de vida residual, de forma a excluir a hipótese de uma intervenção de reforço cujos custos são geralmente elevados. Caso se verifique ser necessário o reforço da estrutura, passa-se ao dimensionamento das soluções de reforço e à comparação destas em termos de comportamento sísmico e custos associados às mesmas.

Como já referido o reforço de uma estrutura existente pode ser encarado em termos de resistência ou em termos de ductilidade. Em edifícios, devido à complexidade e ao elevado número de elementos estruturais é difícil optar pelo reforço através do aumento da ductilidade. Para obtermos resultados aceitáveis seria necessário intervir, praticamente, em toda a estrutura. Pelas razões expostas no âmbito desta tese será desenvolvido apenas o reforço através do aumento da resistência da estrutura.

Assim, embora os critérios aplicados em cada uma das fases desta metodologia sejam diferentes, a avaliação da segurança em qualquer uma delas baseia-se na comparação entre a capacidade resistente disponível pela estrutura e a capacidade resistente exigida pela acção sísmica, independentemente segundo duas direcções ortogonais. Dada a complexidade das estruturas de edifícios a única solução possível para avaliar a sua segurança é através da força de corte em cada piso.

*a) Avaliação da Segurança dos Edifícios Existentes para a Acção Sísmica*

A avaliação da segurança dos edifícios existentes à acção sísmica consiste em definir a relação entre a sua capacidade resistente e a acção sísmica regulamentar. Para tal, a metodologia adoptada baseia-se na comparação entre a força de corte basal total, ao nível do piso térreo, exigida pela combinação de acções que considera como acção de base o sismo e a força de corte basal total, ao nível do piso térreo, e que a estrutura existente resiste. O nível de segurança das estruturas existentes é então definido pela expressão 5.15, expressa em termos percentuais:

$$R_{sismo} = 100 \times \frac{\sum_i V_{Rdi}}{\sum_i V_{Sdi}} \quad (5.15)$$

Na expressão 5.15,

- $R_{sismo}$  representa a resistência, em percentagem, da estrutura existente ao sismo de projecto regulamentar;
- $V_{Rdi}$  é a força de corte basal, ao nível das fundações, que o elemento vertical “i” tem capacidade para resistir. A quantificação das capacidades resistentes dos elementos é baseada nas secções existentes (geometria das secções e pormenorização das armaduras) e nos valores característicos dos materiais. Os valores de  $V_{Rdi}$  são determinados pela expressão 5.16.

$$V_{Rdi} = \frac{M_{Rdi}^{inferior} + M_{Rdi}^{superior}}{h} \quad (5.16)$$

em que:  $M_{Rd}^{inferior}$  e  $M_{Rd}^{superior}$  são os momentos resistentes nas extremidades do elemento vertical correspondentes a um andar e  $h$  é a altura do elemento.

- $V_{Sdi}$  é a força de corte basal, ao nível do piso térreo, que a combinação de acções que considera como acção de base o sismo exige ao elemento vertical “i”. Para a determinação desta grandeza, optou-se por realizar uma análise elástica tridimensional baseada em espectros de resposta, cujos resultados dos esforços são obtidos dividindo os resultados desta análise pelo coeficiente de comportamento.

Em certas estruturas, nomeadamente estruturas com paredes, os esforços máximos podem não surgir ao nível do piso térreo, pelo que a avaliação da segurança deverá ser realizada ao nível de todos os pisos das estruturas. Para tal propõe-se a utilização da expressão 5.17 a todos os níveis do edifício em análise.

$$R_{\text{sismo}(n)} = 100 \times \frac{\sum_i V_{Rdin}}{\sum_i V_{Sdin}} \quad (5.17)$$

onde  $R_{\text{sismo}(n)}$  é a resistência da estrutura existente à acção sísmica ao nível do piso  $n$ ;  $V_{Rdin}$  é a força de corte, ao nível do piso “ $n$ ”, que o elemento vertical “ $i$ ” tem capacidade para resistir e  $V_{Sdin}$  é a força de corte, ao nível do piso “ $n$ ”, que a combinação de acções que considera como acção de base o sismo exige ao elemento vertical “ $i$ ”.

Por aplicação das expressões 5.15 e 5.17 independentemente em duas direcções ortogonais é possível definir o nível de resistência (em termos globais) do edifício existente em cada uma das direcções e tomar a decisão se é necessário ou não proceder ao reforço da mesma.

Embora esta seja a metodologia adoptada para avaliar a segurança dos edifícios existentes, deve também em cada caso verificar-se os estados limite definidos nos actuais regulamentos.

#### *b) Dimensionamento e Comparação das Soluções de Reforço.*

O reforço de edifícios existentes para a acção sísmica consiste em introduzir, na estrutura, novos elementos resistentes ou reforçar os já existentes, de forma que globalmente esta passe a ter capacidade suficiente para resistir à totalidade das acções sísmicas regulamentares. A metodologia adoptada no dimensionamento das soluções de reforço é idêntica à definida para a avaliação das estruturas existentes à acção sísmica.

De acordo com o referido, a resistência da estrutura reforçada é avaliada através da força de corte basal ao nível do piso térreo, por aplicação da expressão 5.15 e da força de corte ao nível de todos os pisos do edifício pela expressão 5.17. É de referir que nestas expressões os valores a considerar para  $V_{Rdi}$  e  $V_{Sdi}$  incluem os esforços dos elementos de reforço.

Para que seja viável a comparação entre as diferentes soluções de reforço adoptadas foi necessário definir um critério, que nesta metodologia, corresponde a que todas as soluções de reforço possuam capacidade de resistência à acção sísmica da ordem dos 100%. A satisfação deste critério envolve um processo iterativo que consiste em estudar um conjunto de soluções com distintos níveis de reforço até se atingir o nível de resistência desejado.

Através dos resultados obtidos da metodologia proposta e da verificação aos estados limite definidos no ponto 5.2.3 é possível concluir quais as intervenções de reforço que conferem um melhor comportamento da estrutura para a acção sísmica.

## CAPÍTULO 6

### Casos de Estudo – Aplicação a dois Edifícios Existentes

#### 6.1 Introdução

Neste capítulo realiza-se o estudo de dois edifícios existentes face à acção sísmica. Tendo-se observado que a segurança dos mesmos era verificada apenas para níveis inferiores da acção sísmica regulamentar actuante definida pelo RSA [7], foi efectuada uma análise de um conjunto de soluções de reforço, estabelecendo-se comparação entre as diversas respostas obtidas em termos de frequência, esforços e deslocamentos horizontais. Neste estudo, em que o objectivo fundamental foi a melhoria do comportamento sísmico das estruturas, foi tida também em conta a vertente económica de cada solução analisada.

Os exemplos escolhidos para analisar correspondem a dois edifícios localizados em Faro, construídos respectivamente em 1958 (caso de estudo I) [46] e 1971 (caso de estudo II) [47]. Ambos os edifícios apresentam uma estrutura em pórtico constituída por vigas, pilares e lajes maciças em betão armado. Na escolha dos exemplos procurou-se encontrar edifícios com estrutura em betão armado, cuja data da construção fosse anterior à entrada em vigor dos actuais regulamentos. Procurou-se que um dos edifícios fosse construído numa época em que não existia qualquer tipo de regulamentação sísmica (caso de estudo I) e outro construído e projectado de acordo com os anteriores regulamentos – RSCCS [3] e RSEP [4] - (caso de estudo II).

#### 6.2 Caso de estudo I

##### *6.2.1 Descrição do edifício existente e características da estrutura*

Trata-se de um edifício com 4 pisos destinados a habitação, construído em 1958 em Faro. Os materiais utilizados na construção correspondem ao betão B20 e ao aço A235.

Relativamente ao sistema estrutural propriamente dito, trata-se de uma estrutura em pórtico com lajes maciças de 0.13 m de espessura nos pisos intermédios e de 0.12 m de espessura na cobertura. As vigas apresentam secções diferentes e estão apoiadas em

pilares de 3.6 m de comprimento entre as fundações e a primeira laje, e em pilares de 2.8 m entre as restantes lajes (distâncias piso a piso). Estes por sua vez assentam em fundações directas constituídas por sapatas isoladas com dimensões de (1.7×1.7)m e h=0.60m (pilares interiores sob as vigas longitudinais) e (1.0×1.0)m e h=0.40m (restantes pilares). As sapatas periféricas do edifício estão interligadas por lintéis de fundação. Em seguida apresenta-se um esquema da estrutura do edifício (figuras 6.1 e 6.2) e das dimensões dos elementos estruturais (quadro 6.1).

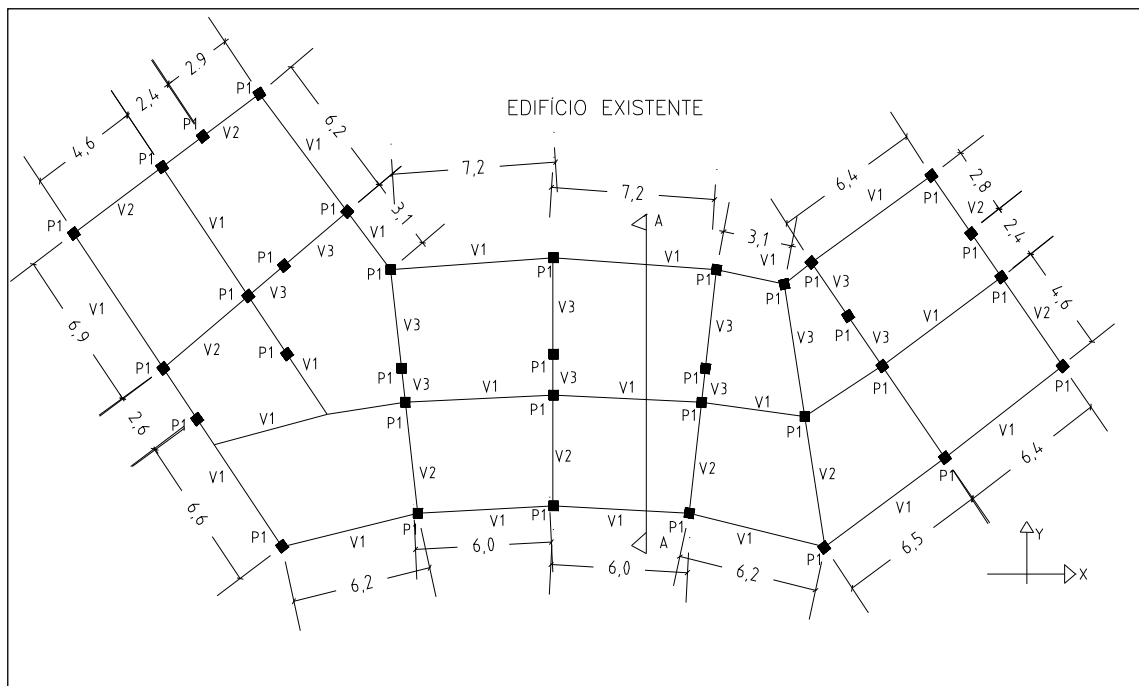


Figura 6.1 – Planta estrutural do edifício existente.

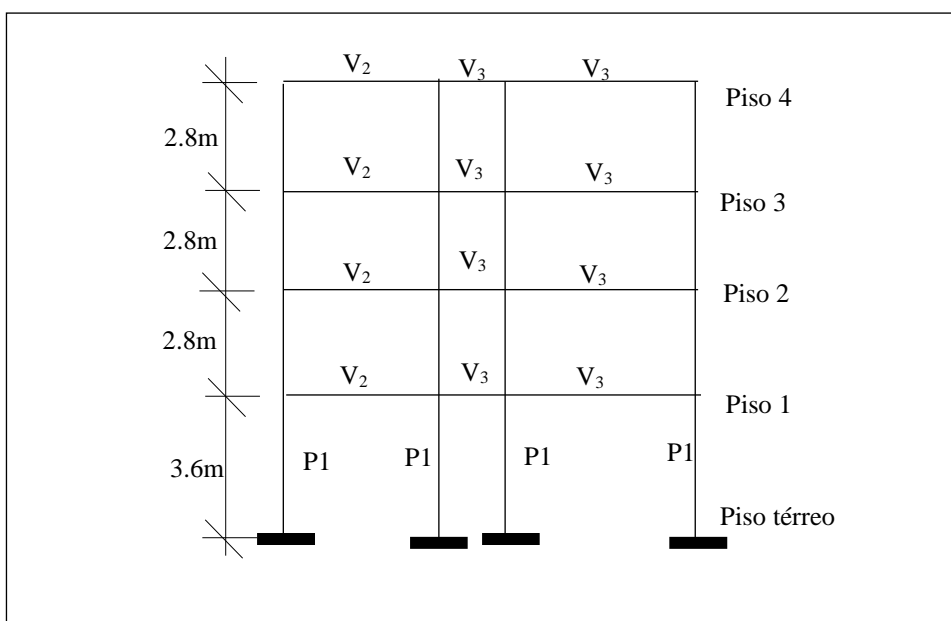
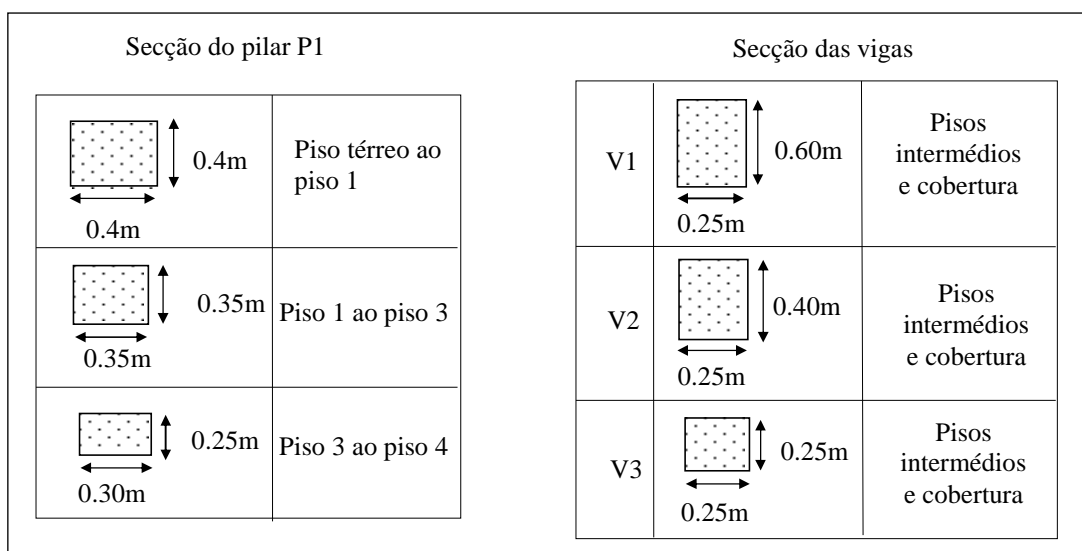


Figura 6.2 – Corte A (assinalado na planta) do edifício existente.



Quadro 6.1 – Secção dos pilares e das vigas da estrutura existente.

Relativamente aos elementos não estruturais refere-se que, as paredes do edifício são constituídas por alvenaria de pedra e de tijolo. Na análise da estrutura desprezou-se a contribuição da resistência e rigidez destes elementos não estruturais. Esta opção foi tomada tendo em conta que as irregularidades, em planta e em altura, devidas a distribuições não uniformes das paredes de alvenaria são pequenas e conseqüentemente não são previsíveis efeitos locais, possivelmente adversos, devidos à interacção entre o pórtico e os elementos de enchimento.

Por se tratar de uma estrutura existente considera-se, nas análises efectuadas, uma classe de ductilidade estrutural baixa “DCL” [8]. Segundo o EC8 parte 1.3 [8], para estruturas em pórtico pertencentes a esta classe de ductilidade, a interacção entre os pórticos de betão e as paredes de alvenaria pode ser desprezada.

O módulo de elasticidade (E) do betão é determinado de acordo com o REBAP [6]. Devido ao facto de a acção sísmica provocar deformações muito rápidas, o módulo de elasticidade a adoptar é estimado aumentando de 25% o valor tabelado (expressão 6.1).

Assim: 
$$E = 27,5 \times 1,25 = 34,4GPa \tag{6.1}$$

Adoptou-se para o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) o valor de 0,1, admitindo que o betão traccionado está fendilhado. O módulo de distorção é determinado pela expressão 6.2:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 16,4GPa \tag{6.2}$$

### 6.2.2 Quantificação do coeficiente de comportamento da estrutura existente

Como já foi referido o processo de quantificação do coeficiente de comportamento de uma estrutura existente é complexo. É provável que o valor desta grandeza para estruturas existentes seja inferior ao valor proposto nos actuais regulamentos. Neste caso de estudo será utilizado o valor obtido regulamentarmente, uma vez que o projecto deste edifício, em termos de disposições construtivas cumpre as exigências dos actuais regulamentos para estruturas de baixa ductilidade.

O coeficiente de comportamento regulamentar, em termos de esforços, desta estrutura foi quantificado de acordo com a metodologia proposta no EC8 [8] apresentada no capítulo 5, a qual se baseia na equação 6.3.

$$q = q_0 \cdot k_D \cdot k_R \cdot k_w \geq 1,0 \quad (6.3)$$

Este coeficiente depende do sistema estrutural (pórtico:  $q_0 = 5,0$ ), da regularidade da estrutura em altura (estrutura regular:  $k_R = 1,0$ ), da classe de ductilidade (por se tratar de uma estrutura existente considera-se uma classe de ductilidade baixa “DCL”:  $k_D = 0,5$ ) e do modo de colapso (pórtico:  $k_w = 1,0$ ). Por aplicação da fórmula anterior o coeficiente de comportamento foi estimado em  $q = 5 \times 0,5 \times 1,0 \times 1,0 = 2,5$ .

Em termos de deslocamentos o coeficiente de comportamento adoptado é de  $q = 1,0$ . A justificação para este valor foi feita no capítulo 5, quando se refere a definição de coeficiente de comportamento.

### 6.2.3 Modelação da estrutura

Na modelação adoptada tentou-se seguir a tridimensionalidade da estrutura. Na figura 6.3 está indicada, em planta, a numeração dos nós de discretização da estrutura ao nível do piso térreo (fundações).

Os restantes nós de discretização do edifício são obtidos por analogia com os representados na figura 6.3. Assim para obter a numeração dos nós dos restantes pisos procede-se da seguinte forma:

- Nós do piso “n” soma-se o valor “n × 100” à numeração dos nós do piso térreo.

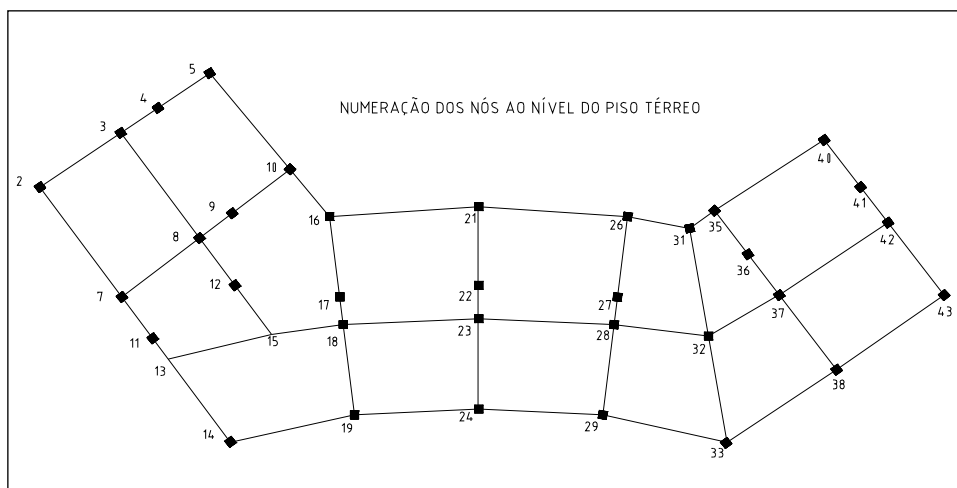


Figura 6.3 – Numeração dos nós de discretização ao nível do piso térreo.

A numeração dos pilares dos pisos do edifício é obtida por analogia com os nós do piso térreo (ver figura 6.4). Assim para obter a numeração dos pilares procede-se da seguinte forma:

- pilares do piso térreo ao piso 1 soma-se o valor “1000” à numeração dos nós do piso térreo;
- pilares do piso “n” ao piso “n+1” soma-se o valor “n × 100” à numeração dos pilares do piso térreo ao piso 1.

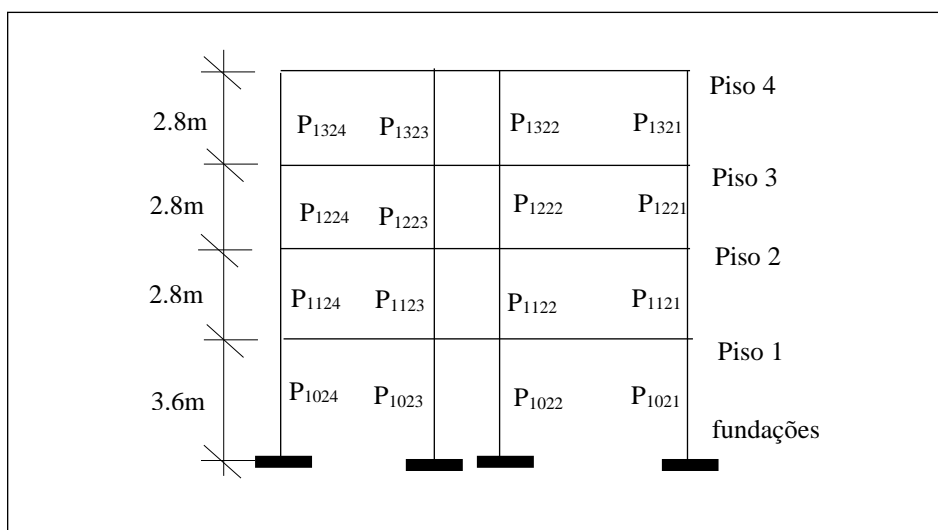


Figura 6.4 – Numeração dos pilares de um pórtico da estrutura.

### 6.2.4 Quantificação da acção sísmica e combinações de acções

Para simular a acção sísmica foi efectuada uma análise dinâmica linear tridimensional recorrendo a um programa comercial de cálculo automático [18]. A modelação da acção sísmica actuante na estrutura foi efectuada através dos espectros de resposta para a

acção sísmica tipo 1 e tipo 2 do RSA [7]. A caracterização destas funções encontra-se relacionada com a sismicidade e a natureza do terreno da zona onde o edifício se localiza.

O edifício em estudo situa-se em Faro, que segundo o RSA pertence à zona de maior sismicidade – Zona A e está implantado num terreno de consistência média – terreno tipo II [7].

Para a determinação da resposta do edifício perante a acção sísmica há que garantir um somatório de participação de massa superior ou igual a 95% da massa total, de forma que a resposta obtida seja fiável, isto é, que os modos de vibração não considerados sejam muito pouco importantes. Na modelação do edifício admitiu-se o comportamento de piso rígido, concentrando-se a massa de cada piso no seu centro de massa e fazendo depender deste os deslocamentos e rotações no plano de todos os nós do piso.

As massas associadas a cada piso da estrutura tiveram por base os seguintes valores das acções permanentes e variáveis actuantes na estrutura:

- peso próprio do betão \_\_\_\_\_ 25.0 KN/m<sup>3</sup>
- revestimentos \_\_\_\_\_ 1.5 KN/m<sup>2</sup>
- paredes interiores \_\_\_\_\_ 2.0 KN/m<sup>2</sup>
- paredes exteriores \_\_\_\_\_ 7.0 KN/m
- sobrecarga \_\_\_\_\_ 2.0 KN/m<sup>2</sup>

A massa utilizada para a acção sísmica é a correspondente ao peso associado à combinação quase permanente representada pela expressão 6.4 [7].

$$G = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \Psi_{2j} \cdot S_{Qjk} \quad (6.4)$$

Com estes valores, e conjuntamente com as dimensões dos elementos associados a cada piso, obtiveram-se as características de inércia de piso, que se indicam no quadro 6.2.

Piso	Massa (Ton)	Momento polar de inércia (ton.m <sup>2</sup> )
1	514	91320
2	514	91320
3	514	91320
4	355	63872

Quadro 6.2 – Características de inércia de cada piso da estrutura existente.

As combinações de acções adoptadas são as preconizadas no RSA [7], que consideram como acção de base a acção sísmica e que se apresentam nas expressões seguintes:

$$\text{Combinação 1: } S_d = S_{Gk} + \gamma_q \times S_{Ek} + \psi_2 \times S_Q = S_{Gk} + 1,5S_{Ek} + 0,2 \times S_Q \quad (6.5)$$

$$\text{Combinação 2: } S_d = S_{Gk} - \gamma_q \times S_{Ek} + \psi_2 \times S_Q = S_{Gk} - 1,5S_{Ek} + 0,2 \times S_Q \quad (6.6)$$

Nas expressões 6.5 e 6.6,  $S_d$  é o esforço de cálculo associado à combinação,  $S_{Gk}$  é o esforço resultante da acção permanente,  $S_{Ek}$  é o esforço resultante da acção sísmica,  $S_Q$  é o esforço resultante da sobrecarga,  $\gamma_q$  é o coeficiente de segurança relativo à acção sísmica e  $\psi_2$  é o coeficiente relativo à sobrecarga [7].

### 6.2.5 Avaliação da capacidade resistente da estrutura existente

A análise da capacidade resistente do edifício foi realizada em termos de deslocamentos estruturais e de esforços nos elementos estruturais, pelo que são verificados os estados limite de utilização e estados limite últimos associados às acções sísmicas.

Nas análises efectuadas consideraram-se os oito primeiros modos de vibração, obtendo-se um somatório de participação de massa de aproximadamente 98% da massa total da estrutura, pelo que se considera que a resposta obtida é suficientemente fiável (quadro 6.3). A frequência própria da estrutura é de 1,32Hz (menor que 2Hz), logo a acção sísmica mais gravosa para este edifício é a acção tipo 2.

Nº modo	Período (seg.)	Frequência (Hz)	Participação de massa em X (%)	Participação de massa em Y (%)
1	0,756	1,322	3,27	50,87
2	0,741	1,349	23,09	31,43
3	0,633	1,579	59,75	3,41
4	0,261	3,827	5,91	2,49
5	0,256	3,899	0,94	5,99
6	0,243	4,111	1,78	0,98
7	0,151	6,628	3,19	0,85
8	0,147	6,789	0,91	2,78
<b>Somatório</b>			98,83	98,79

Quadro 6.3 – Frequências e modos de vibração da estrutura existente.

### 6.2.5.1 Estado limite de utilização

Para verificar a resistência da estrutura existente a este estado limite foram determinados os deslocamentos absolutos e os deslocamentos relativos entre pisos, para todos os nós em que a estrutura foi discretizada (quadro 1 do anexo A). Deste estudo concluiu-se que o alinhamento vertical sobre o nó 40 (discretização da figura 6.3) é o que apresenta maiores deslocamentos absolutos e relativos, pelo que os gráficos apresentados nas figuras 6.5 e 6.6 referem-se respectivamente, aos deslocamentos absolutos e relativos entre pisos deste nó.

Relativamente às figuras 6.5 e 6.6, refere-se que o eixo vertical representa a numeração dos pisos do edifício, “desl.<sub>x</sub>” e “desl.<sub>y</sub>” representam os deslocamentos absolutos respectivamente segundo a direcção X e a direcção Y e “dr<sub>x</sub>” e “dr<sub>y</sub>” representam os deslocamentos relativos entre pisos respectivamente segundo a direcção X e a direcção Y.

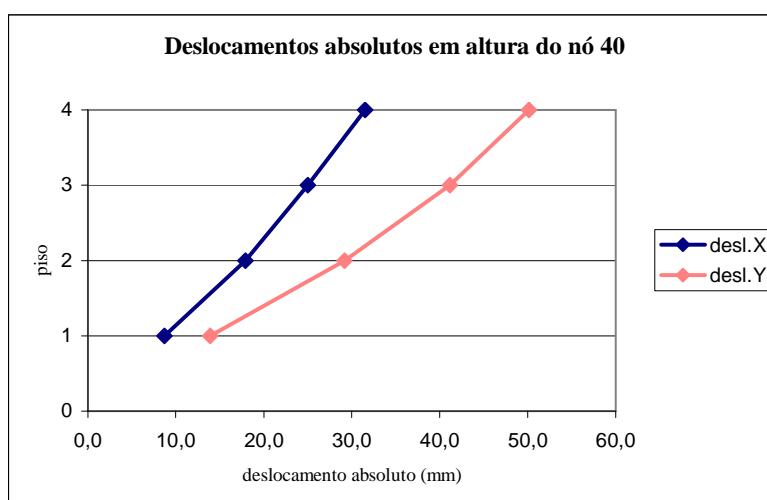


Figura 6.5 - Deslocamentos absolutos segundo as direcções X e Y, devido à acção sísmica tipo 2 [7], do nó 40 da estrutura existente.

Na verificação da segurança ao estado limite de utilização da estrutura aplicar-se-á a metodologia preconizada no EC8 [8] e referenciada no capítulo 5.

Admitindo que os elementos não estruturais fixos no edifício não influenciam as deformações estruturais, os deslocamentos entre pisos devem ser inferiores ao valor obtido da equação 6.7 [8].

$$d_r = v \times 0.004 \times h \quad (6.7)$$

Este valor depende da altura dos pisos ( $h = 2,8\text{m}$ ) e da categoria de importância do edifício (categoria III:  $v = 2,0$ ). Daqui resulta que os deslocamentos relativos deste edifício têm que ser inferiores a:  $d_r = 2,0 \times 0,004 \times 2,8 = 0,0224\text{m} = 22,4\text{mm}$  [8].

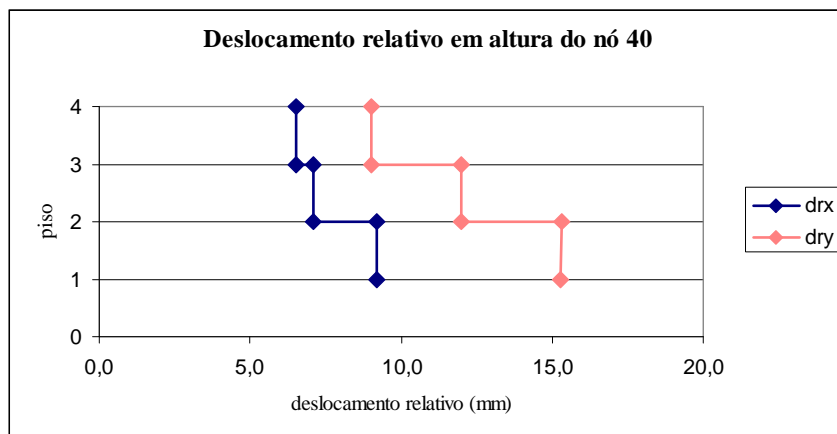


Figura 6.6 - Deslocamento relativo entre pisos, segundo as direcções X e Y, devido à acção sísmica tipo 2, do nó 40 do edifício existente.

Por observação da figura 6.6 e do quadro 1 do anexo A, verifica-se que os deslocamentos relativos máximos do edifício segundo as direcções X e Y são respectivamente 9,2mm e 15,3mm (nó 40), os quais são inferiores ao valor máximo admitido para os mesmos (22,4mm). Concluí-se, assim, que a capacidade resistente da estrutura é suficiente para evitar danos ou limitações no seu uso durante a ocorrência de um sismo. Da mesma figura constata-se, ainda, que os deslocamentos relativos diminuem em altura, situação típica de uma estrutura em pórtico.

#### 6.2.5.2 Estado limite último

A avaliação da capacidade resistente da estrutura ao estado limite último é feita de acordo com a metodologia referida no capítulo 5. Foi realizada uma análise linear dinâmica tridimensional, a qual nos fornece os valores dos esforços a que a estrutura está sujeita quando submetida à acção sísmica. Por comparação destes com as capacidades resistentes dos elementos estruturais, é possível quantificar a resistência do edifício ao sismo de projecto.

Mais especificamente, o procedimento adoptado para quantificar a resistência global da estrutura à acção sísmica regulamentar consiste na comparação entre a força de corte basal total ao nível do piso térreo provocada pela referida solicitação ( $V_{sd}$ ), e a força que

a estrutura é capaz de suportar considerando as secções existentes e as características resistentes do material ( $V_{Rd}$ ). Para estimar os valores de  $V_{Rd}$  de cada elemento vertical procede-se da seguinte forma:

- i) a partir das dimensões das secções e da quantidade de armadura existente estimou-se a percentagem mecânica de armadura ( $\omega_x$  e  $\omega_y$ );
- ii) calculado o esforço normal (devido à combinação sísmica) de cada elemento vertical, estimou-se o valor reduzido do esforço normal resistente ( $v$ );
- iii) a partir dos valores obtidos anteriormente ( $v$ ,  $\omega_x$  e  $\omega_y$ ) calcula-se, em flexão composta, os valores reduzidos dos momentos flectores resistentes ( $\mu_x$  e  $\mu_y$ ) e consequentemente os valores dos momentos resistentes ( $M_{Rdx}$  e  $M_{Rdy}$ );
- iv) por aplicação da expressão 5.16 (capítulo 5) estima-se os valores de  $V_{Rd}$  para cada elemento vertical.

É de referir que esta análise foi realizada independentemente segundo duas direcções ortogonais (eixo X e eixo Y), e que foram consideradas as acções sísmicas tipo 1 (quadro 2 e 3 do anexo A) e tipo 2 (quadro 4 e 5 do anexo A) definidas no RSA [7]. Destas análises obtiveram-se os resultados apresentados nos quadros 6.4 e 6.5.

	Acção sísmica tipo 1 [7]			
	Combinação 1		Combinação 2	
	Direcção x	Direcção y	Direcção x	Direcção y
$V_{sd}$ (KN)	1836	2079	1836	2079
$V_{Rd}$ (KN)	1641	1641	1600	1600
Resistência ao sismo (%)	89%	79%	87%	77%

Quadro 6.4 – Resistência global da estrutura existente à acção sísmica tipo 1 [7].

	Acção sísmica tipo 2 [7]			
	Combinação 1		Combinação 2	
	Direcção x	Direcção y	Direcção x	Direcção y
$V_{sd}$ (KN)	2038	2452	2038	2452
$V_{Rd}$ (KN)	1618	1618	1568	1568
Resistência ao sismo (%)	79%	66%	77%	64%

Quadro 6.5 – Resistência global da estrutura existente à acção sísmica tipo 2 [7].

Por observação e análise dos quadros 6.4 e 6.5 conclui-se, que a situação condicionante para esta estrutura é a que corresponde à combinação tipo 2 com actuação da acção sísmica tipo 2 [7]. Da análise ao nível do piso térreo verifica-se que, globalmente, o edifício tem capacidade para resistir apenas a 77% e 64% da acção sísmica regulamentar segundo as direcções X e Y respectivamente.

Com o objectivo de efectuar um estudo isolado de cada elemento resistente, apresenta-se graficamente (figura 6.7 e figura 6.8) a relação entre as forças de corte, exigida e disponível por cada pilar ao nível do piso térreo do edifício, segundo as direcções X e Y respectivamente. Desta conclui-se que todos os elementos verticais apresentam uma capacidade resistente inferior ao valor exigido pela acção sísmica regulamentar. É de referir que, embora a estrutura seja praticamente simétrica em relação ao eixo Y, as diferenças verificadas ao nível da capacidade resistente de corte de dois elementos dispostos simetricamente, justifica-se pelo facto dos valores de  $V_{Rd}$  serem determinados a partir do esforço normal correspondente à combinação sísmica, a qual provoca esforços de tracção numa parte do edifício e esforços de compressão na outra.

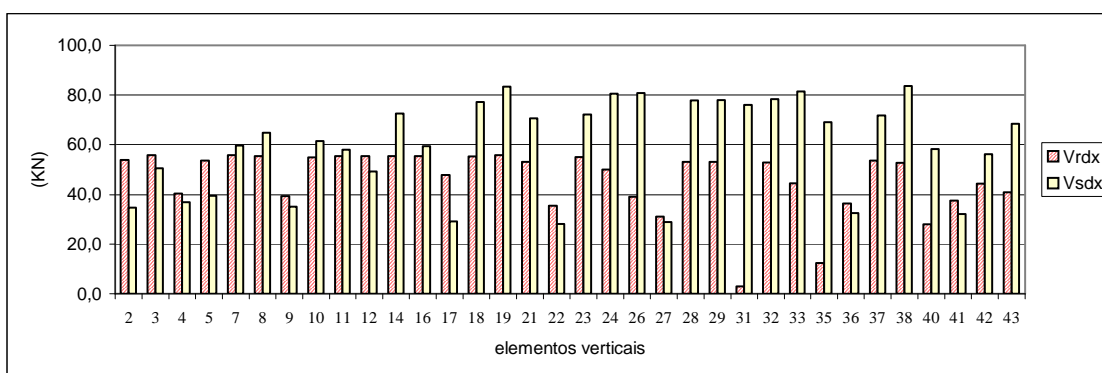


Figura 6.7 – Esforço de corte ao nível do piso térreo do edifício existente segundo a direcção X (combinação 2 e acção sísmica tipo 2) [7].

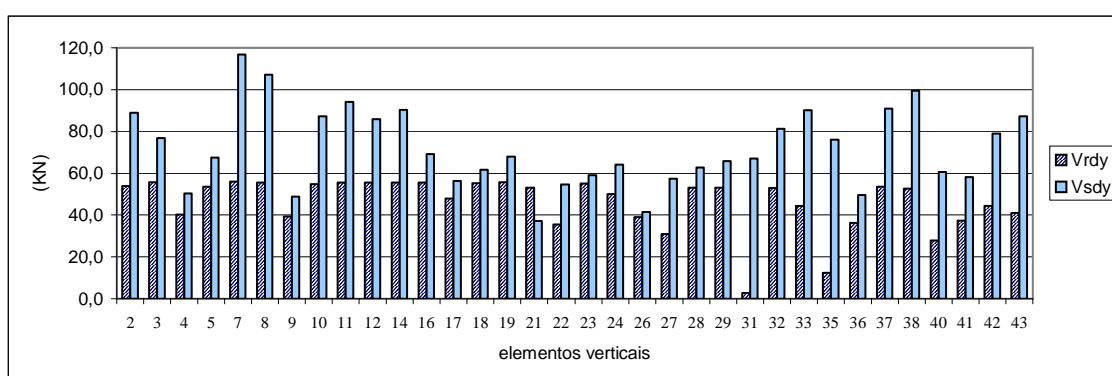


Figura 6.8 – Esforço de corte ao nível do piso térreo do edifício existente segundo a direcção Y (combinação 2 e acção sísmica tipo 2) [7].

Tendo-se verificado que a resistência do edifício à acção sísmica é garantida para valores inferiores aos regulamentares (77% segundo a direcção X e 64% segundo a direcção Y), a avaliação da capacidade resistente do edifício constituiu a primeira fase do projecto de reforço do mesmo. Refere-se que para este edifício não foi necessário

efectuar a avaliação da segurança ao nível dos pisos superiores, uma vez que se verificou logo no piso térreo que seria necessário proceder ao reforço do edifício.

#### *6.2.6 Projecto de reforço do edifício existente*

Neste parágrafo são analisados vários tipos de intervenção de reforço, para o edifício existente. Com o objectivo de definir a solução mais eficaz, é realizada uma análise comparativa das frequências, deslocamentos e esforços entre as várias soluções de reforço. Neste estudo, ter-se-á também em conta a solução mais benéfica em termos de custos directos e de utilização do edifício.

São três as intervenções de reforço propostas para esta análise comparativa, correspondendo duas delas à introdução de novos elementos resistentes e uma ao reforço dos elementos existentes. O procedimento adoptado para a concepção de cada uma das intervenções de reforço envolveu um processo iterativo, com o objectivo de se atingir níveis de resistência à acção sísmica da ordem dos 100% em todos os projectos de reforço.

##### *6.2.6.1 Descrição das soluções de reforço*

Através do procedimento descrito definiram-se as intervenções de reforço propostas: introdução de paredes de betão, introdução de elementos metálicos e encamisamento dos pilares existentes. Em seguida será feita uma descrição destas soluções e da sua influência na estrutura existente.

Com o objectivo de reduzir a intervenção de reforço optou-se, em todas as soluções, por concentrar nos elementos verticais o reforço necessário para dotar a estrutura do nível de segurança à acção sísmica regulamentar. Assim, impôs-se no modelo de análise que os momentos flectores (negativos) actuantes nos elementos horizontais (na ligação aos pilares) não deveriam exceder a capacidade resistente actual. Tal procedimento corresponde a impor uma redistribuição dos esforços capaz de cumprir essa condição e manter a verificação do equilíbrio da estrutura.

### a) Reforço por introdução de paredes de betão armado

Esta intervenção de reforço consiste na introdução de duas paredes de betão armado (B25 e A400NR) com 2,4m de comprimento e 0,20m de espessura cada uma.

A introdução dos novos elementos resistentes provoca uma redistribuição de esforços na estrutura, ficando então os pilares existentes sujeitos a esforços inferiores aos que tinham que resistir antes do reforço da estrutura.

Na concepção desta solução houve a preocupação de distribuir os elementos de reforço de modo que a estrutura apresente um bom comportamento face à acção sísmica, isto é, que se cumpram as regras de uma boa concepção anti-sísmica. Desta forma, as paredes foram colocadas simetricamente em planta e na periferia do edifício, de modo a diminuir os efeitos de torção causados pela acção sísmica. As paredes situam-se nas empenas do edifício e prolongam-se ao longo de toda a altura do edifício (figura 6.9). Na figura 6.9 representa-se esquematicamente a planta da estrutura reforçada com a introdução de paredes de betão armado.

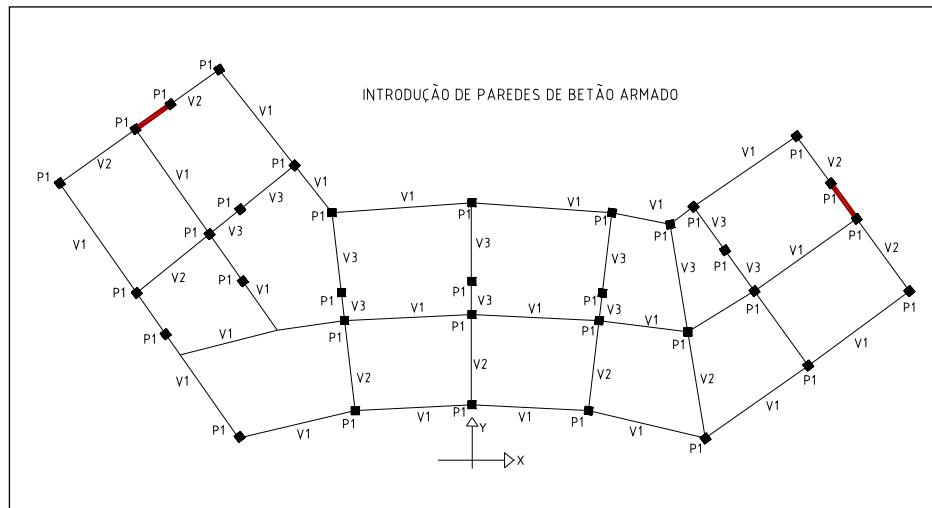


Figura 6.9 – Planta estrutural do edifício reforçado com introdução de paredes de betão.

Para analisar a estrutura apresentada é necessário quantificar o seu coeficiente de comportamento, o qual depende do tipo do sistema estrutural. De acordo com o Eurocódigo8 [8], a classificação da estrutura baseia-se na comparação entre a força de corte absorvida na base do edifício pelos pilares e a força de corte total (quadro 6 do anexo A). Efectuou-se uma análise com o objectivo de classificar a estrutura, da qual se obtiveram os resultados que se apresentam no quadro 6.6.

	Direcção X	Direcção Y
Força de corte absorvida pelos pilares (KN).	1322	1305
Força de corte absorvida pelas paredes (KN).	756	1172
Percentagem da força de corte total absorvida pelos pilares.	64%	53%

Quadro 6.6 – Comparação entre a força de corte absorvida pelos pilares e pelas paredes na intervenção de reforço com introdução de paredes de betão.

Desta análise verifica-se que a força de corte absorvida pelos pilares na base do edifício é superior a 50% da força de corte total, pelo que o sistema estrutural é classificado como misto – pórtico equivalente.

O coeficiente de comportamento, em termos de esforços, desta estrutura foi quantificado de acordo com a equação 6.3, que depende do sistema estrutural ( $q_0=5,0$ ), da regularidade da estrutura em altura (estrutura regular:  $k_R = 1,0$ ), da classe de ductilidade (classe de ductilidade “DCL”:  $k_D = 0,5$ ) e do modo de colapso (misto pórtico:  $k_w = 1,0$ ). Por aplicação da fórmula referida o coeficiente de comportamento foi estimado em  $q = 5 \times 0,5 \times 1,0 \times 1,0 = 2,5$ . Em termos de deslocamentos o coeficiente de comportamento adoptado é de  $q = 1,0$ .

#### **b) Reforço por introdução de elementos metálicos**

A solução de reforço consiste na introdução de contraventamentos diagonais constituídos por elementos metálicos - perfis LNP80.8 [9] (aço Fe360) - em três pórticos de betão existentes, ao longo de toda a altura do edifício (figura 6.10). Estes elementos de reforço vão absorver parte dos esforços sísmicos diminuindo, desta forma, os esforços nos elementos verticais existentes.

Analogamente ao referido na intervenção de reforço anterior, ao conceber esta solução procurou-se satisfazer os requisitos necessários para um bom comportamento sísmico. Desta forma, dois dos pórticos contraventados foram colocados na periferia do edifício, garantindo assim, um melhor comportamento da estrutura à torção. Por motivos arquitectónicos não foi possível a colocação do terceiro contraventamento na periferia do edifício. Na figura 6.10 apresenta-se esquematicamente a planta desta concepção de

reforço, com a localização dos novos elementos resistentes e na figura 6.31 apresenta-se em alçado esta solução de reforço.

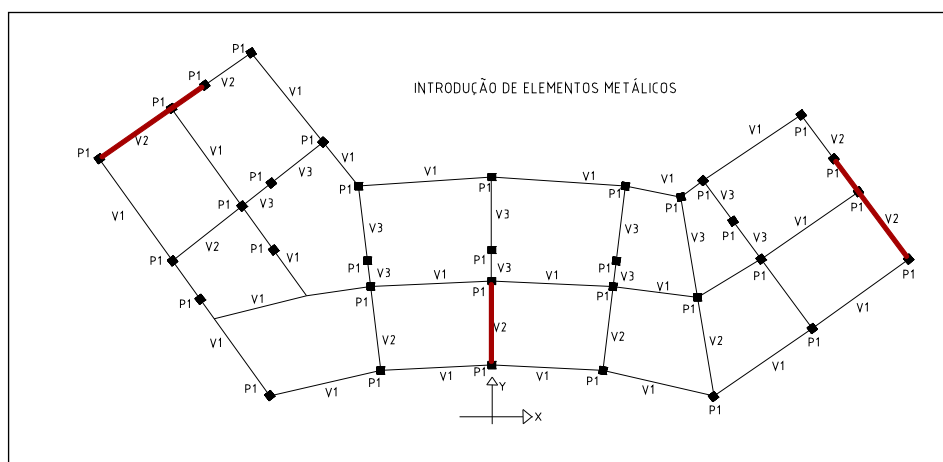


Figura 6.10 – Planta estrutural do edifício reforçado com introdução de elementos metálicos.

Como existe alguma dificuldade na quantificação do coeficiente de comportamento desta estrutura, por esta situação não estar devidamente explícita nos actuais regulamentos, adoptar-se-á uma metodologia baseada na comparação da força de corte absorvida pelos pórticos contraventados e da força de corte total ao nível das fundações do edifício. Com este procedimento verificar-se-á se o comportamento global do edifício é mais próximo de uma estrutura de betão ou de uma estrutura metálica. Considerou-se, assim, o seguinte:

- se a força de corte absorvida, ao nível das fundações, pelos elementos de betão for superior a 50% da força de corte total, o edifício comporta-se como uma estrutura de betão. Neste caso adopta-se a metodologia de quantificação do coeficiente de comportamento, apresentada no EC8 [8], para estruturas de betão.
- se a força de corte absorvida, ao nível das fundações, pelos elementos metálicos for superior a 50% da força de corte total, o edifício comporta-se como uma estrutura metálica. Neste caso adopta-se a metodologia de quantificação do coeficiente de comportamento, apresentada no EC8 [8], para estruturas metálicas. O projecto de resistência ao sismo de edifícios metálicos pode ser encarado considerando dois tipos de comportamento estrutural [8]:

- comportamento estrutural dissipativo: é necessário considerar mecanismos capazes de libertar energia (a estrutura é dimensionada e verificada segundo critérios especiais). De acordo com este conceito o valor do coeficiente de comportamento pode ser superior a “1”;
- comportamento estrutural não dissipativo: nesta situação o coeficiente de comportamento é igual a “1”.

Efectuou-se uma análise com o objectivo de classificar a estrutura (quadro 13 do anexo A), da qual se obtiveram os resultados apresentados no quadro 6.7.

	Direcção X	Direcção Y
Força de corte absorvida pelos pilares de betão (KN).	1492	1437
Força de corte absorvida pelos contraventamentos metálicos (KN).	688	1154
Percentagem da força de corte total absorvida pelos pilares de betão.	68%	55%

Quadro 6.7 – Comparação entre a força de corte absorvida pelos pilares e pelos contraventamentos metálicos na intervenção de reforço com introdução de elementos metálicos.

Por análise do quadro 6.7 conclui-se que o edifício reforçado tem um comportamento que se assemelha a uma estrutura de betão, pelo que o coeficiente de comportamento será determinado através da equação 6.3. O sistema estrutural é do tipo pórtico ( $q_0 = 5,0$  e  $k_w = 1,0$ ), a estrutura é regular em altura ( $k_R = 1,0$ ) e a classe de ductilidade é baixa “DCL” ( $k_D=0,5$ ), logo por aplicação da expressão referida resulta  $q = 5 \times 0,5 \times 1,0 \times 1,0 = 2,5$ .

Refere-se que o coeficiente de comportamento adoptado para a parte metálica da estrutura também é  $q = 2,5$ , valor aceitável, de acordo com o EC8 [8], uma vez que este tipo de contraventamento (diagonal) apresenta zonas dissipativas, que correspondem às diagonais traccionadas. O coeficiente de comportamento em deslocamentos é tomado igual a  $q = 1,0$ .

### c) Reforço por encamisamento dos pilares existentes

Esta solução de reforço consiste em aumentar as secções de alguns dos pilares existentes através da técnica de encamisamento com betão projectado. Desta forma provoca-se uma redistribuição de esforços na estrutura, passando os elementos

reforçados a absorver grande parte dos mesmos. Os pilares reforçados passam a ter as secções apresentadas no quadro 6.8.

	Secções da estrutura existente	Secções da estrutura reforçada
Piso térreo – piso 2	0,40m × 0,40m	0,80m × 0,40m
Piso 2 – piso 3	0,35m × 0,35m	0,75m × 0,35m
Piso 3 – piso 4	0,30m × 0,25m	0,75m × 0,35m

Quadro 6.8 – Secções dos pilares reforçados.

Na figura 6.11 apresenta-se esquematicamente a planta estrutural desta solução de reforço, onde se indicam os elementos reforçados.

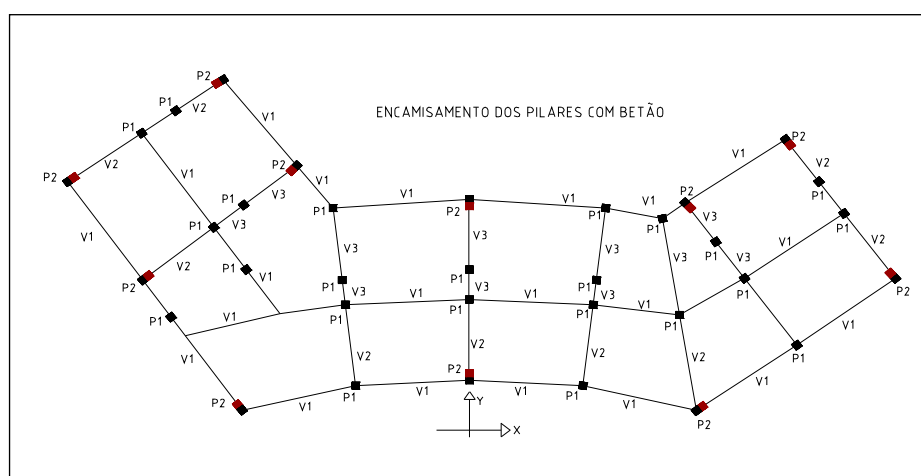


Figura 6.11 – Planta estrutural do edifício reforçado por encamisamento dos pilares existentes.

Trata-se de uma estrutura de betão em que os elementos verticais são pilares ou seja, uma estrutura em pórtico, regular em altura e de classe de ductilidade baixa “DCL”, pelo que:  $q_0 = 5,0$ ;  $k_R = 1,0$ ;  $k_D = 0,5$  e  $k_w = 1,0$  [8]. Consequentemente, o coeficiente de comportamento em esforços, quantificado pela equação 6.3 toma o valor  $q = 2,5$ . Em termos de deslocamentos o coeficiente de comportamento adoptado é de  $q = 1,0$ .

O material a utilizar no reforço dos pilares é o betão B25 e o aço A400NR. No cálculo dos esforços a que os elementos reforçados estão sujeitos adoptou-se um coeficiente de monolitismo de 0,9, para ter em conta a ligação entre o material novo e o material existente.

### 6.2.6.2 Análise dos resultados obtidos

A metodologia adoptada no projecto de reforço do edifício é a descrita no capítulo 5, a qual envolve a verificação ao estado limite de utilização e ao estado limite último.

A verificação ao estado limite de utilização relaciona-se com a imposição de um limite máximo para o valor dos deslocamentos relativos entre pisos, o qual depende da categoria de importância do edifício.

A verificação ao estado limite último tem por objectivo garantir que a capacidade resistente exigida à estrutura pela acção sísmica, em termos de esforços, é inferior à capacidade resistente disponível pela mesma. De acordo com o que já foi referido, a resistência às solicitações sísmicas da estrutura reforçada é avaliada por recurso à força de corte basal dos elementos verticais ao nível do piso térreo.

Em seguida, será realizada, uma análise comparativa das soluções de reforço descritas na secção anterior em relação a estes estados limite.

#### a) Comparação de frequências das várias soluções de reforço

Neste parágrafo faz-se uma comparação entre as frequências de cada solução de reforço e as frequências da estrutura existente, correspondentes aos modos de translação segundo as direcções X e Y (quadro 6.9). As duas últimas colunas do quadro 6.9 representam o acréscimo verificado no valor das frequências de cada solução de reforço relativamente à estrutura existente.

Descrição da solução de reforço	Frequência modo X (HZ)	Frequência modo Y (HZ)	Varição freq.x (%)	Varição freq.y (%)
Estrutura existente	1,58	1,32	-----	-----
Reforço da estrutura existente com a introdução de paredes de betão armado.	1,68	1,80	6%	36%
Reforço da estrutura existente com a introdução de elementos metálicos.	1,64	1,69	4%	28%
Reforço da estrutura existente por encamisamento dos pilares com betão.	2,02	1,61	28%	22%

Quadro 6.9 – Comparação de frequências das soluções de reforço propostas.

Da análise do quadro 6.9 conclui-se que, a solução de reforço por encamisamento dos pilares é a que apresenta, em relação ao edifício existente, um maior aumento no valor da frequência correspondente ao modo segundo a direcção X. Relativamente à direcção Y, a solução que confere uma maior rigidez à estrutura existente é a que corresponde ao reforço com paredes de betão.

Da análise das frequências é possível constatar que a acção sísmica tipo 2 [7] é condicionante para todas as soluções de reforço, uma vez que os valores correspondentes à frequência própria fundamental das estruturas são inferiores a 2Hz (valor limite a partir do qual a acção sísmica tipo 1 [7] é mais gravosa do que a acção sísmica tipo 2). Pelo motivo exposto as análises efectuadas em seguida referem-se à actuação da acção sísmica tipo 2 [7].

#### **b) Comparação de deslocamentos entre as várias soluções de reforço**

De acordo com a metodologia adoptada para a verificação das estruturas reforçadas ao estado limite de utilização, os deslocamentos relativos entre pisos têm de ser limitados por um valor obtido da equação 6.8 [8].

$$d_r = v \times 0.004 \times h \quad (6.8)$$

O valor obtido da expressão 6.8 depende da altura dos pisos ( $h = 2,8\text{m}$ ) e da categoria de importância do edifício (categoria III:  $v = 2,0$ ). Por aplicação da mesma, verifica-se que os deslocamentos relativos entre pisos têm que ser inferiores a 22,4mm.

As análises efectuadas para a obtenção dos valores dos deslocamentos relativos entre pisos foram realizadas independentemente segundo duas direcções ortogonais. Os resultados das referidas análises apresentam-se em gráficos (figuras 6.12 e 6.17) onde se incluem, em simultâneo, as respostas das três soluções de reforço, de forma a facilitar um estudo comparativo das mesmas. Relativamente à representação gráfica, é de referir que o eixo vertical corresponde aos deslocamentos relativos entre pisos em “mm” e o eixo horizontal corresponde aos diferentes nós em que a estrutura foi discretizada. Ainda relativamente a esta análise refere-se que, por questões de simplificação, foram utilizadas as seguintes correspondências:

- reforço tipo A: reforço da estrutura existente com a introdução de paredes de betão armado;
- reforço tipo B: reforço da estrutura existente com a introdução de elementos metálicos;

- reforço tipo C: reforço da estrutura existente através de encamisamento dos pilares.

Por observação e análise das figuras 6.12 a 6.17 é possível concluir que:

- em todas as soluções de reforço os deslocamentos relativos entre pisos são inferiores ao valor limite apresentado pelo EC8 [8] (22,4mm);
- na análise, segundo a direcção X, as respostas obtidas no estudo das soluções de reforço através da introdução de paredes de betão (reforço tipo A) e elementos metálicos de contraventamento (reforço tipo B) são muito semelhantes, situação que não se verifica com o reforço da estrutura por encamisamento dos pilares (reforço tipo C). Deve, também, referir-se que segundo esta direcção, a solução de reforço mais rígida corresponde ao encamisamento dos pilares e a solução de reforço por introdução de elementos metálicos é a mais flexível;
- na análise, segundo a direcção Y, as respostas obtidas das três soluções de reforço em termos de deslocamento relativo são semelhantes, referindo-se contudo que a solução de reforço por encamisamento dos pilares, é a que apresenta maiores deslocamentos relativos entre pisos e por isso a mais flexível. Esta situação seria de esperar uma vez que esta solução é a que apresenta uma menor frequência associada ao modo de translação segundo a direcção Y.

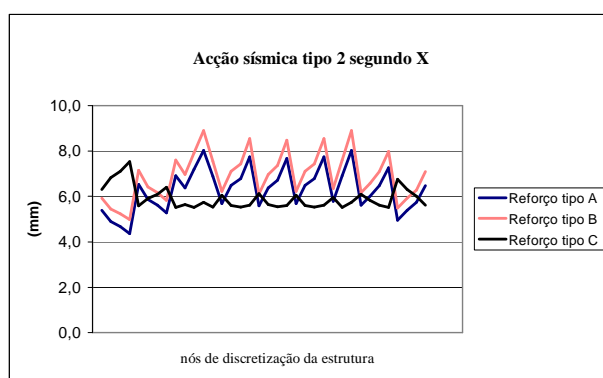


Figura 6.12 – Comparação do deslocamento relativo entre o piso 1 e o piso 2 segundo a direcção X, das três intervenções de reforço propostas.

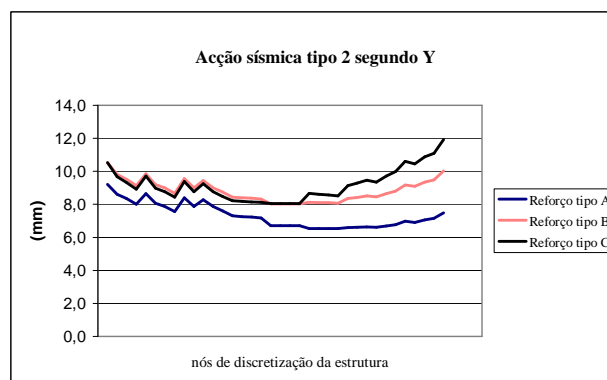


Figura 6.13 – Comparação do deslocamento relativo entre o piso 1 e o piso 2 segundo a direcção Y, das três intervenções de reforço propostas.

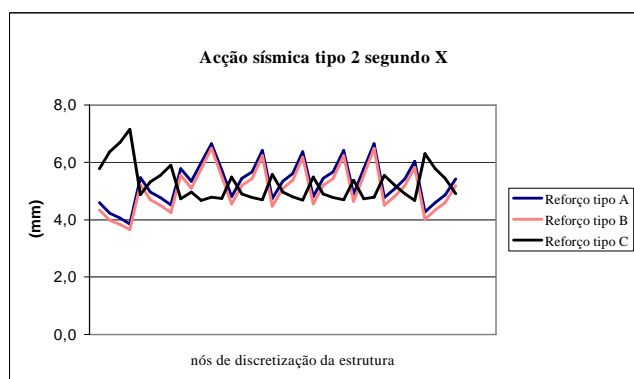


Figura 6.14 – Comparação do deslocamento relativo entre o piso 2 e o piso 3 segundo a direcção X, das três intervenções de reforço propostas.

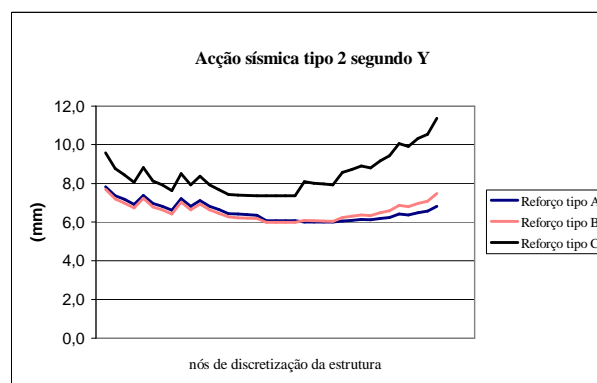


Figura 6.15 – Comparação do deslocamento relativo entre o piso 2 e o piso 3 segundo a direcção Y, das três intervenções de reforço propostas.

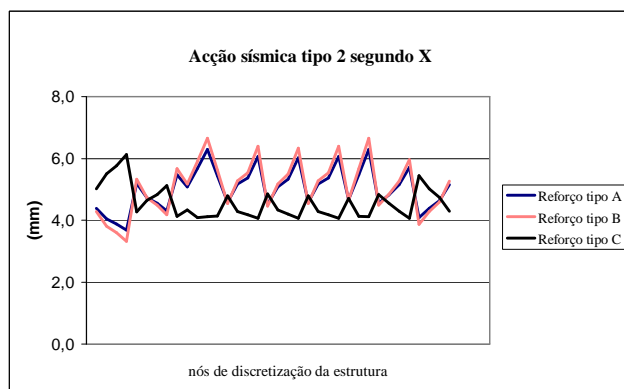


Figura 6.16 – Comparação do deslocamento relativo entre o piso 3 e o piso 4 segundo a direcção X, das três intervenções de reforço propostas.

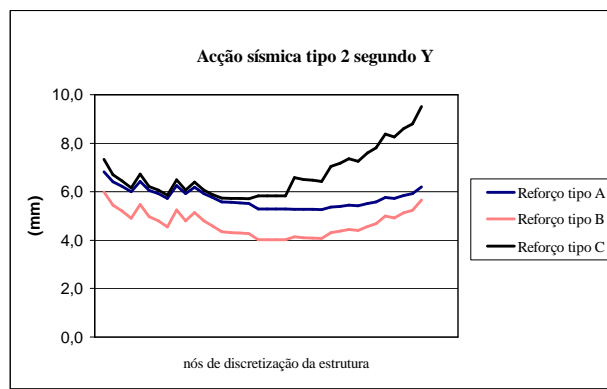


Figura 6.17 – Comparação do deslocamento relativo entre o piso 3 e o piso 4 segundo a direcção Y, das três intervenções de reforço propostas.

Nas figuras 6.18 a 6.21 apresenta-se uma comparação para as três soluções de reforço dos deslocamentos absolutos e relativos entre pisos, do centro de massa da estrutura. Por análise das mesmas verifica-se que as soluções de reforço que conferem menores deslocamentos à estrutura segundo as direcções X e Y são, respectivamente, a solução de reforço por encamisamento dos pilares e a solução com introdução de paredes de betão.

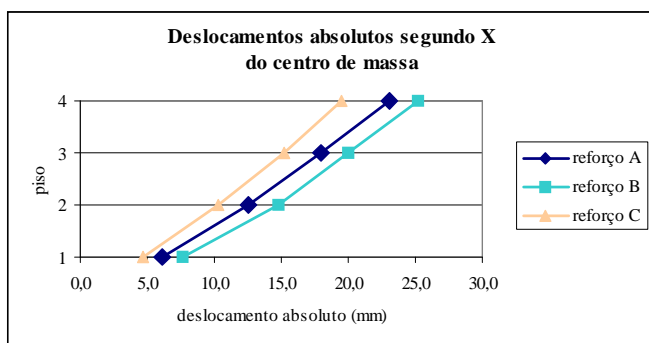


Figura 6.18 – Deslocamentos absolutos do centro de massa das estruturas reforçadas, segundo a direção X.

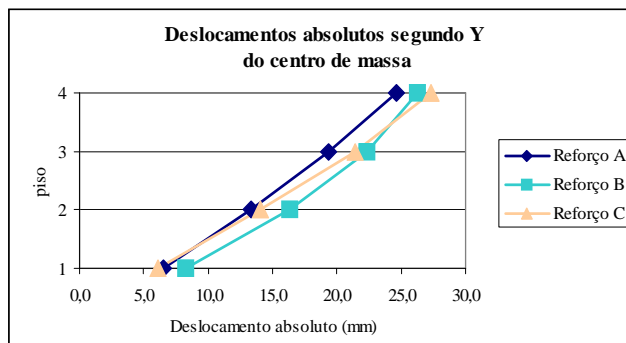


Figura 6.19 – Deslocamentos absolutos do centro de massa das estruturas reforçadas, segundo a direção Y.

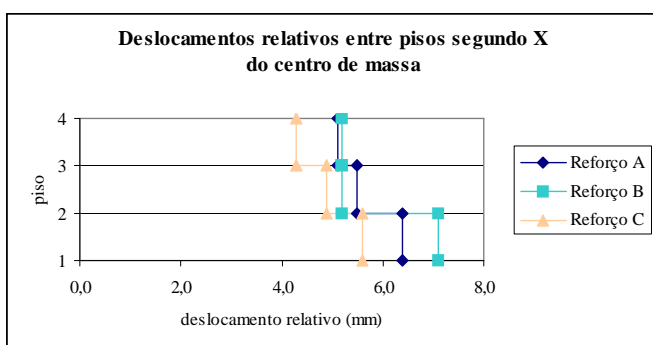


Figura 6.20 – Deslocamentos relativos entre pisos do centro de massa das estruturas reforçadas, segundo a direção X.

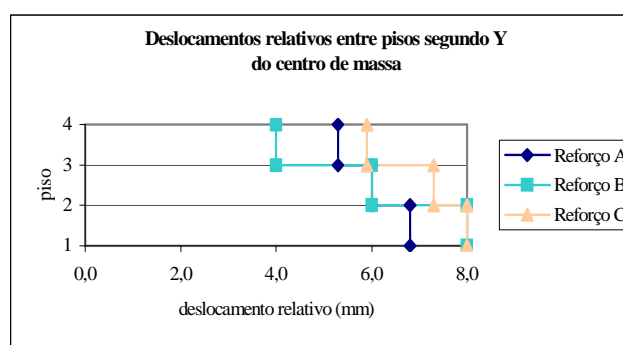


Figura 6.21 – Deslocamentos relativos entre pisos do centro de massa das estruturas reforçadas, segundo a direção Y.

### c) Comparação de esforços entre as várias soluções de reforço

Neste capítulo realiza-se a verificação das estruturas reforçadas ao estado limite último. A partir do conceito deste estado limite foi possível obter uma estimativa para o nível de resistência das estruturas reforçadas à acção sísmica.

Através de um processo iterativo foram otimizados os projectos correspondentes a cada solução de reforço. Com este objectivo realizou-se ao nível do piso térreo a comparação entre a força de corte basal total exigida à estrutura e a força de corte basal total absorvida pela mesma. Também neste processo realizaram-se análises independentes segundo as duas direcções ortogonais. É de referir que este estudo foi realizado para as combinações de acções 1 e 2 (expressões 6.5 e 6.6) e que se verificou que para as soluções de reforço A e B a combinação condicionante é a tipo 1 e para a solução de reforço C a combinação 2 é a mais gravosa. Destas análises chegaram-se aos resultados apresentados no quadro 6.10, as quais correspondem à combinação de acções condicionante.

		Reforço com paredes de betão (quadro 6A–anexo A)	Reforço com contraventamentos metálicos (quadro 13A–anexoA)	Reforço por encamisamento dos pilares (quadro 19–anexoA)
Força de corte exigida à estrutura ( $V_{sd}$ ).	Direcção X	2078 KN	2180 KN	1961 KN
	Direcção Y	2443 KN	2591 KN	2378 KN
Força de corte absorvida pela estrutura ( $V_{rd}$ ).	Direcção X	2206 KN	2490 KN	2070 KN
	Direcção Y	2588 KN	2909 KN	2379 KN
Resistência ao sismo da estrutura reforçada (%)	Direcção X	106%	115%	106%
	Direcção Y	106%	112%	100%

Quadro 6.10 – Comparação da resistência global das soluções de reforço propostas, ao nível do piso térreo.

Como se observa no quadro 6.10 o nível de resistência à acção sísmica de projecto ao nível do piso térreo é próximo de 100% para todas as soluções de reforço. Este foi o critério utilizado para tornar possível uma comparação das soluções de reforço que fosse realista. A análise comparativa estabelecida no quadro 6.10 foi feita em termos globais da estrutura reforçada. Agora realizar-se-á uma comparação das três soluções de reforço, em termos de esforços obtidos ao nível do piso térreo do edifício, de cada elemento resistente vertical. O eixo vertical dos gráficos das figuras 6.22 a 6.27 representa o esforço de corte ao nível do piso térreo, em “KN”, de cada um dos elementos resistentes verticais.

Sendo, num projecto de reforço, um dos objectivos minimizar a escala das operações de reforço, a liberdade de fazer redistribuição dos esforços é maior que para as estruturas novas, podendo mesmo ultrapassar os limites regulamentares para acções gravíticas. Para a acção sísmica, a liberdade de redistribuir os esforços internos é bastante maior, tal como já acontecia em estruturas novas. Assim as figuras 6.22 a 6.27 apresentam os esforços, em cada pilar, obtidos após a redistribuição.

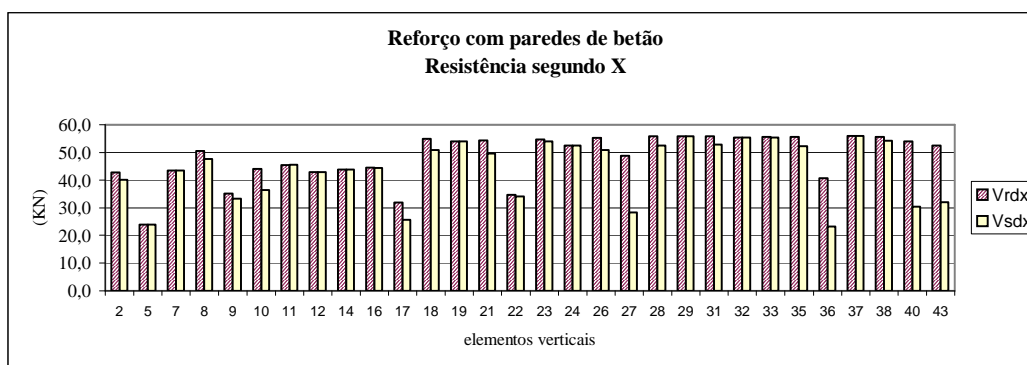


Figura 6.22 – Resistência segundo a direcção X dos elementos verticais ao nível do piso térreo, na solução de reforço com paredes de betão (combinação 1).

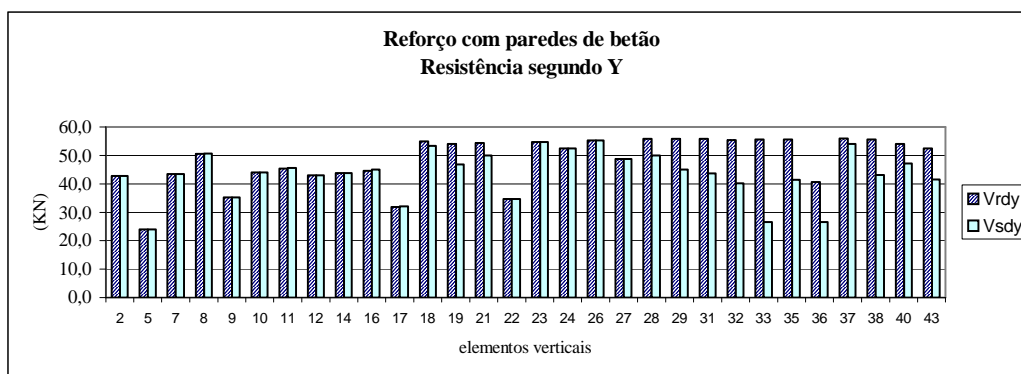


Figura 6.23 – Resistência segundo a direcção Y dos elementos verticais ao nível do piso térreo, na solução de reforço com paredes de betão (combinação 1).

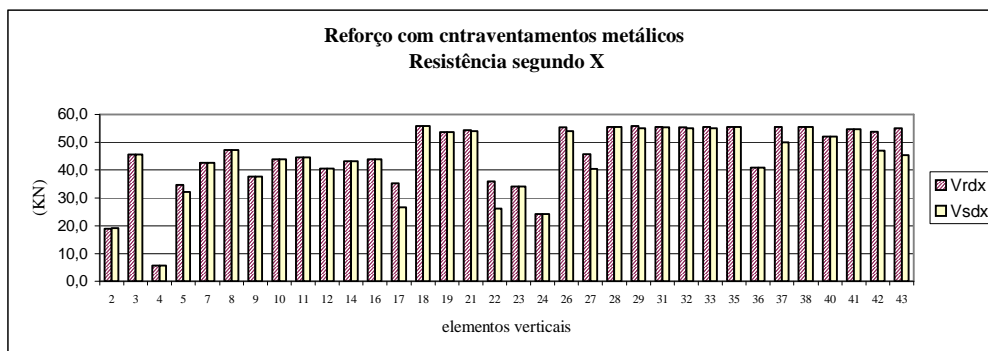


Figura 6.24 – Resistência segundo a direcção X dos elementos verticais ao nível do piso térreo, na solução de reforço com contraventamentos metálicos (combinação 1).

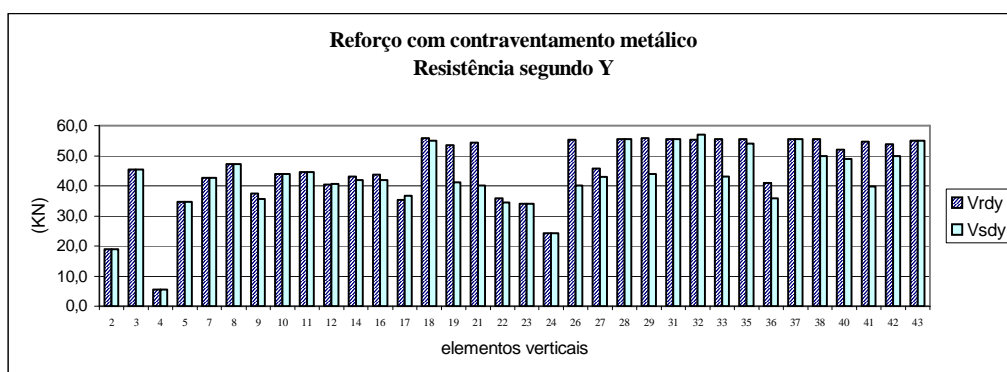


Figura 6.25 – Resistência segundo a direcção Y dos elementos verticais ao nível do piso térreo, na solução de reforço com contraventamentos metálicos (combinação 1).

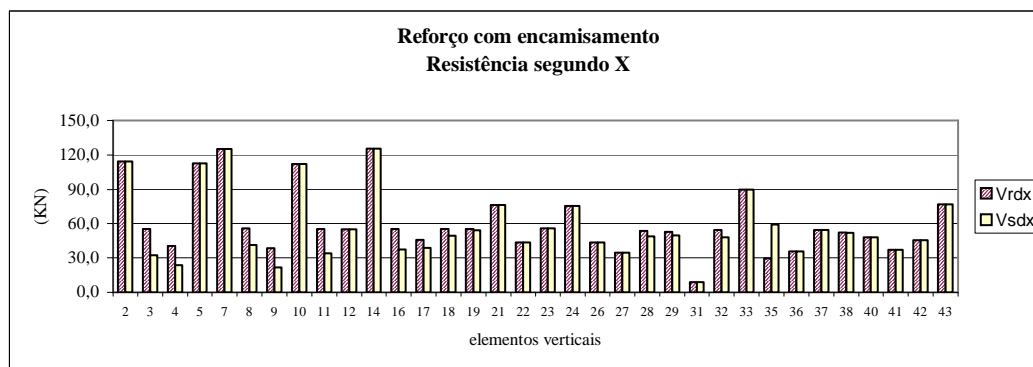


Figura 6.26 – Resistência segundo a direcção X dos elementos verticais ao nível do piso térreo na solução de reforço por encamisamento dos pilares (combinação 2).

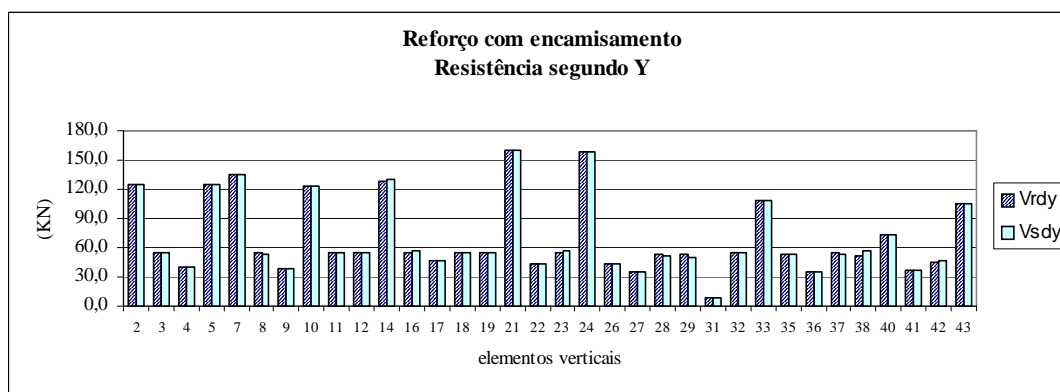


Figura 6.27 – Resistência segundo a direcção Y dos elementos verticais ao nível do piso térreo na solução de reforço por encamisamento dos pilares (combinação 2).

Como referido anteriormente, todas as soluções de reforço estudadas resistem na sua globalidade à totalidade da acção sísmica de projecto, no entanto, por análise das figuras 6.22 a 6.27 que apresentam a resistência dos elementos resistentes verticais da estrutura, conclui-se que o comportamento dos mesmos difere de solução para solução. Das mesmas figuras verifica-se que existem assimetrias nos valores dos esforços de dois elementos dispostos simetricamente em planta. Esta situação justifica-se pelo facto dos valores apresentados em cada gráfico corresponderem à mesma combinação sísmica, a qual origina esforços de tracção num lado do edifício e esforços de compressão no lado oposto.

Neste trabalho foi também realizada uma análise para verificar qual dos projectos de reforço confere à estrutura um melhor comportamento à torção. Foi neste sentido que se determinou a distância do centro de massa ao centro de rigidez da estrutura, através do

ponto de aplicação da resultante das forças de corte ao nível do piso térreo (quadro 6.11).

	Localização do centro de rigidez relativamente ao centro de massa da estrutura		
	Reforço com paredes de betão	Reforço com contraventamentos metálicos	Reforço por encamisamento dos pilares
Direcção X	0,73 m	2,21 m	1,75 m
Direcção Y	0,49 m	0,91 m	1,06 m

Quadro 6.11 - Comparação da localização do centro de rigidez das intervenções de reforço propostas.

Por observação do quadro 6.11 verifica-se que a solução de reforço com introdução de paredes de betão armado é a que provoca menores esforços devidos aos efeitos de torção da estrutura, sendo a solução com introdução de elementos metálico a que apresenta o pior comportamento a este esforço.

Para verificar qual a variação em altura da relação  $V_{rd}/V_{sd}$  foi determinada a força de corte total exigida pela acção sísmica e disponível pela estrutura ao nível de todos os pisos da mesma (quadro 6.12, 6.13 e 6.14).

	Direcção	Reforço com introdução de paredes de betão			
		Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4
Força de corte exigida à estrutura - $V_{sd}$ (KN)	X	2077	2241	1714	674
	Y	2463	2279	1871	881
Força de corte absorvida pela estrutura - $V_{rd}$ (KN)	X	2408	2362	2176	1488
	Y	2408	2362	2176	1552
Resistência ao sismo da estrutura reforçada (%)	X	116%	105%	127%	221%
	Y	98%	104%	116%	176%

Quadro 6.12 – Resistência ao nível de todos os pisos da estrutura reforçada com paredes de betão.

	Direcção	Reforço com contraventamentos metálicos			
		Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4
Força de corte exigida à estrutura - $V_{sd}$ (KN)	X	2290	2199	1582	750
	Y	2654	2180	1634	783
Força de corte absorvida pela estrutura - $V_{rd}$ (KN)	X	2237	2278	2070	1286
	Y	2647	2689	2480	1770
Resistência ao sismo da estrutura reforçada (%)	X	98%	104%	131%	172%
	Y	100%	123%	152%	226%

Quadro 6.13 – Resistência ao nível de todos os pisos da estrutura reforçada com contraventamentos metálicos.

	Direcção	Reforço com encamisamento dos pilares			
		Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4
Força de corte exigida à estrutura - $V_{sd}$ (KN)	X	1935	1908	1563	834
	Y	2235	1985	1616	1054
Força de corte absorvida pela estrutura - $V_{rd}$ (KN)	X	2256	1914	1600	1203
	Y	2468	2033	1687	1266
Resistência ao sismo da estrutura reforçada (%)	X	117%	100%	102%	144%
	Y	110%	102%	104%	120%

Quadro 6.14 – Resistência ao nível de todos os pisos da estrutura reforçada através de encamisamento dos pilares.

Por análise dos quadros 6.12, 6.13 e 6.14 verifica-se que qualquer das soluções de reforço propostas apresentam capacidade para resistir, em todos os níveis da estrutura, à totalidade da acção sísmica regulamentar. Os valores apresentados nos quadros anteriores resultam dos cálculos apresentados no anexo A – quadros 7 a 10 (reforço com paredes); quadros 14 a 17 (reforço com contraventamentos metálicos) e quadros 20 a 23 (reforço por encamisamento).

Nas figuras 6.28 e 6.29 apresenta-se graficamente a relação  $V_{rd}/V_{sd}$  em altura para as três soluções de reforço propostas, respectivamente segundo as direcções X e Y.

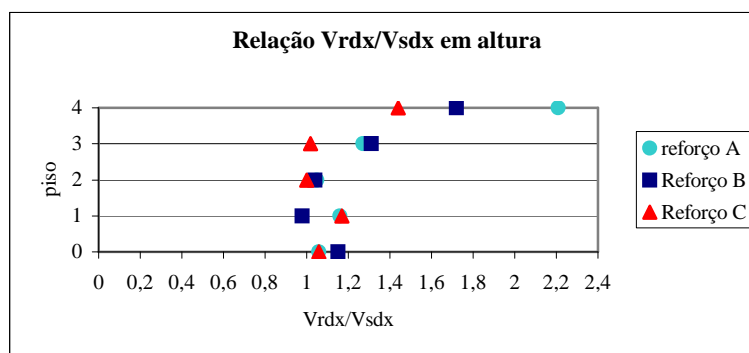


Figura 6.28 – Comparação entre as três soluções de reforço em termos da relação  $V_{rdx}/V_{sdx}$ , a todos os níveis da estrutura.

Por observação das figuras 6.28 e 6.29 verifica-se que, nas soluções com introdução de paredes de betão (reforço A) e com introdução de contraventamentos metálicos (reforço B) existe uma ligeira diminuição da resistência estrutural ao nível do piso 1. Esta situação justifica-se pelo facto, de a este nível, surgir uma redução nas secções dos pilares existentes (de  $0.40\text{m} \times 0.40\text{m}$  para  $0.35\text{m} \times 0.35\text{m}$ ). Relativamente à solução de reforço com encamisamento dos pilares (reforço C) ao nível do piso 1 a resistência estrutural aumenta ligeiramente e depois volta a diminuir. Este facto justifica-se por as

dimensões das secções dos pilares reforçados manterem-se do piso térreo até ao piso 2, assim ao nível do piso 2 surge uma redução da resistência.

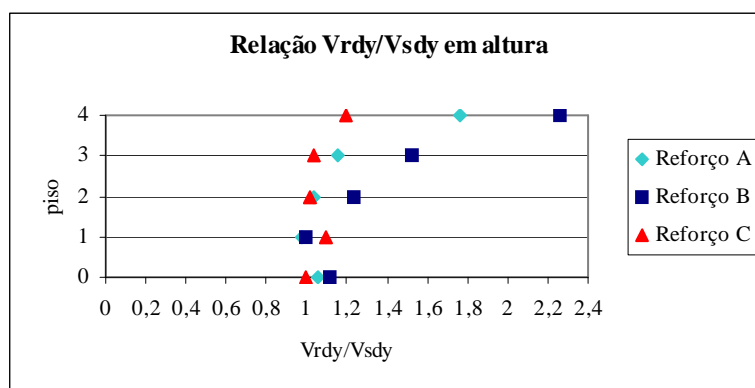


Figura 6.29 – Comparação entre as três soluções de reforço em termos da relação  $V_{rdy}/V_{sdy}$ , a todos os níveis da estrutura.

#### 6.2.6.3 Pormenorização das soluções de reforço

##### a) Solução de reforço com introdução de paredes de betão

Como referido, esta solução de reforço consiste na introdução de duas paredes de betão armado com 2,4m de comprimento e 0,20m de espessura cada uma, em toda a altura do edifício, conforme a figura 6.30. A partir dos esforços obtidos das análises efectuadas, calculou-se as armaduras necessárias para os elementos de parede (quadro 11 do anexo A), tendo-se chegado à solução pormenorizada na figura 6.30.

Embora o reforço das fundações não seja o objectivo principal deste trabalho, fez-se um estudo para verificar se existia necessidade de reforçar as fundações e, quando necessário, definiu-se o tipo de reforço a utilizar. Para esta solução, devido aos elevados momentos que surgem ao nível das fundações das paredes, optou-se pelo reforço das fundações das paredes através da introdução de ancoragens “Gewi” com 10m de comprimento. Fez-se uma estimativa para o número de ancoragens necessárias por parede, que em seguida se apresenta:

- Ancoragens de aço A500  $\Rightarrow f_{syd} = 435\text{MPa}$
- Esforço de tracção em cada extremidade da parede:  $F = 2550\text{KN}$
- Armadura necessária determinada por:

$$A_s = \frac{F}{f_{syd}} = \frac{2550}{435 \times 10^3} \times 10^4 = 58,6 \text{ cm}^2 \quad (6.9)$$

- $\varnothing_{\text{ancoragens}} = 40\text{mm}$  ( $A_s = 12,6\text{cm}^2$ )  $\Rightarrow$  5 ancoragens em cada extremidade, ou seja 10 ancoragens em cada parede.

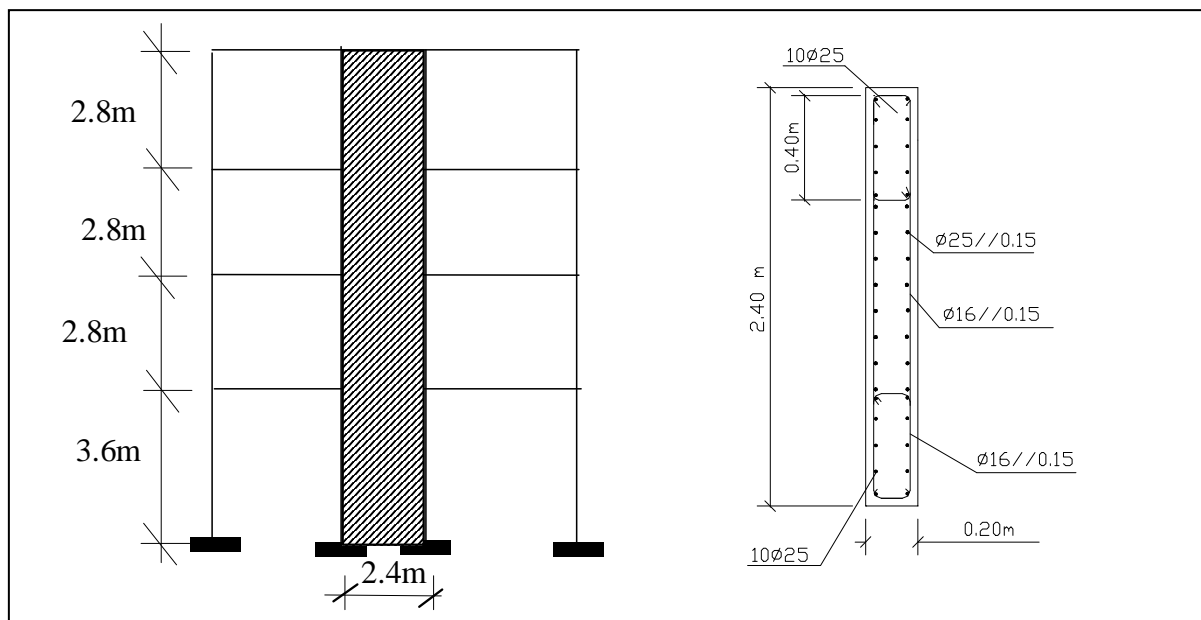


Figura 6.30 – Pormenorização da solução de reforço com introdução de paredes de betão.

### b) Solução de reforço com introdução de contraventamentos metálicos

Como referido, esta solução de reforço consiste na introdução de contraventamentos diagonais constituídos por elementos metálicos do tipo perfis LNP80.8, em três pórticos de betão existentes, ao longo de toda a altura do edifício. Na figura 6.31 apresenta-se um pórtico da extremidade do edifício onde se esquematiza o contraventamento metálico. Indica-se, ainda na figura a secção do perfil utilizado no reforço.

Para esta solução, devido aos esforços que surgem ao nível das fundações das paredes, optou-se pelo reforço das fundações das paredes através da introdução de ancoragens “Gewi” com 10m de comprimento. A estimativa para o número de ancoragens necessárias por parede, apresenta-se em seguida:

- Ancoragens de aço A500  $\Rightarrow f_{syd} = 435\text{MPa}$
- Esforço de tracção em cada extremidade da parede:  $F = 1200\text{KN}$
- Armadura necessária determinada por:

$$A_s = \frac{F}{f_{syd}} = \frac{1200}{435 \times 10^3} \times 10^4 = 27,6 \text{ cm}^2 \quad (6.10)$$

-  $\varnothing_{\text{ancoragens}} = 40\text{mm}$  ( $A_s = 12,6\text{cm}^2$ )  $\Rightarrow$  3 ancoragens em cada extremidade, ou seja 6 ancoragens em cada parede.

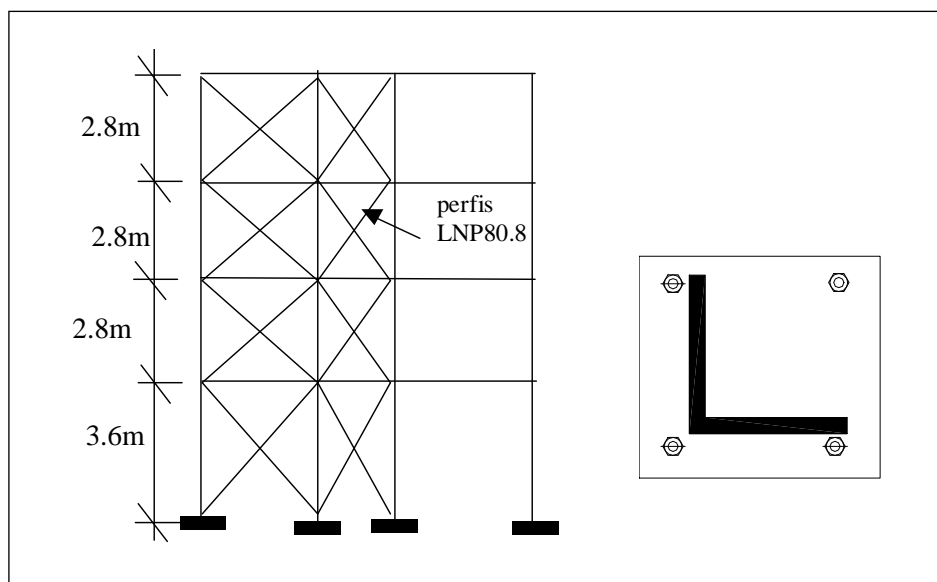


Figura 6.31 – Pormenorização da solução de reforço com contraventamentos metálicos.

### c) Solução de reforço por encamisamento dos pilares com betão

Esta solução de reforço consiste em aumentar as secções dos pilares indicados na figura 6.11, de acordo com as dimensões indicadas no quadro 6.8. Dos esforços obtidos das análises efectuadas, calculou-se as armaduras necessárias para os pilares reforçados, cuja pormenorização está esquematizada na figura 6.32.

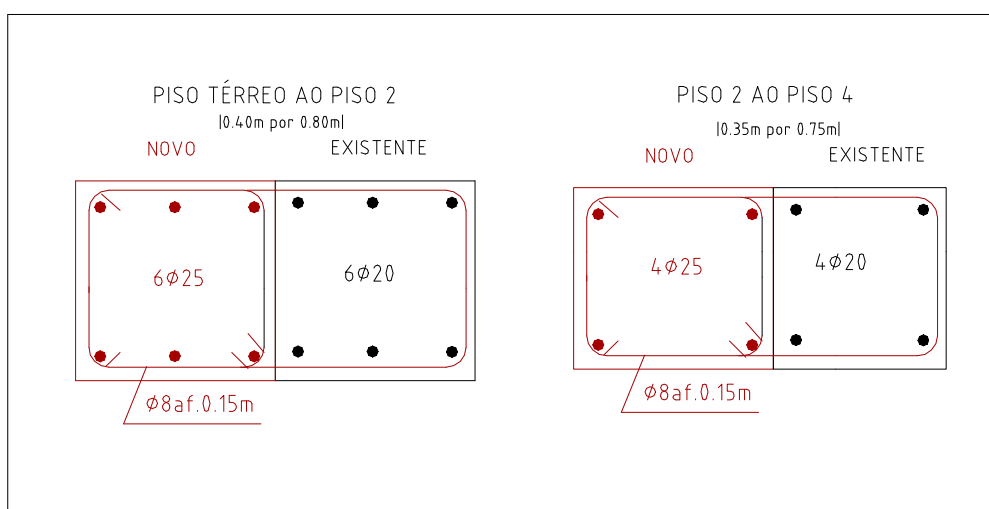


Figura 6.32 – Pormenorização da solução de reforço por encamisamento dos pilares com betão.

Relativamente ao reforço das fundações, para esta solução, prevê-se o aumento das fundações directas existentes, de forma a acompanharem o aumento dos pilares. Assim as sapatas, que antes do reforço tinham 1,70m por 1,70m, após o reforço passam a ter 1,70m por 2,10m.

#### 6.2.6.4 Análise dos custos associados a cada intervenção de reforço

No parágrafo anterior foram analisadas várias soluções de reforço, apresentando-se as principais conclusões em termos de melhoria do comportamento sísmico. Nesta secção apresentam-se as estimativas dos custos directos associadas às intervenções de reforço propostas. Nas estimativas de custos apresentadas foram considerados os custos do material necessário ao reforço, incluindo fundações e também os trabalhos inerentes a esta operação, como a remoção do betão desagregado, limpeza e tratamento das superfícies de betão e das armaduras existentes. Nos quadros 6.15 e 6.16 apresentam-se os custos unitários respectivamente dos materiais e das operações de reforço associadas a cada intervenção.

Material	Custo unitário
Betão B25	14 000\$00/m <sup>3</sup>
Aço A400	110\$00/Kg
Perfis em Fe360	700\$00/Kg
Ancoragens Gewi	14 000\$00/m

Quadro 6.15 – Custo unitário do material.

Tipo de reforço	Operações de reforço	Custo unitário
<b>Introdução de paredes</b>	- Remoção do betão desagregado .....	12 000\$00/m <sup>2</sup>
	-Remoção dos produtos de corrosão das armaduras por decapagem com jacto de areia .....	1 500\$00/m <sup>2</sup>
<b>Encamisamento dos pilares</b>	- Reconstrução das secções .....	20 000\$00/m <sup>2</sup>
	- Revestimento geral das superfícies por aplicação de pintura ...	2 500\$00/m <sup>2</sup>
	<b>Total -----</b>	<b>36.000\$00/m<sup>2</sup></b>
<b>Introdução de contraventamentos</b>	- Remoção do material .....	12 000\$00/m <sup>2</sup>
	- Paredes duplas de tijolo .....	1 600\$00/m <sup>2</sup>
	- Revestimento geral das superfícies por pintura .....	2 500\$00/m <sup>2</sup>
	<b>Total -----</b>	<b>16 000\$00/m<sup>2</sup></b>

Quadro 6.16 – Custo unitário das operações associadas ao reforço.

Por aplicação dos custos unitários às soluções de reforço propostas resultam os valores apresentados no quadro 6.17. As medições das quantidades de material e trabalhos associados a cada solução de reforço estão no anexo A, quadros 12 (reforço de paredes), 18 (contraventamentos metálicos) e 24 (encamisamento dos pilares).

Tipo de solução de reforço	Custos directos relativos aos materiais e mão de obra
Reforço da estrutura através da introdução de paredes de betão armado	7.700 contos
Reforço da estrutura através da introdução de elementos metálicos de contraventamento	9.200 contos
Reforço da estrutura através do encamisamento com betão projectado dos pilares existentes	11.000 contos

Quadro 6.17 – Estimativa de custos associados às intervenções de reforço propostas.

Relativamente à estimativa dos custos refere-se que, a solução de reforço mais económica é a que corresponde à introdução de paredes de betão armado e a mais dispendiosa é a que corresponde ao encamisamento dos pilares existentes, com betão projectado.



possibilidade, impõe-se uma diminuição do coeficiente de comportamento [8] (ver secção 6.3.2).

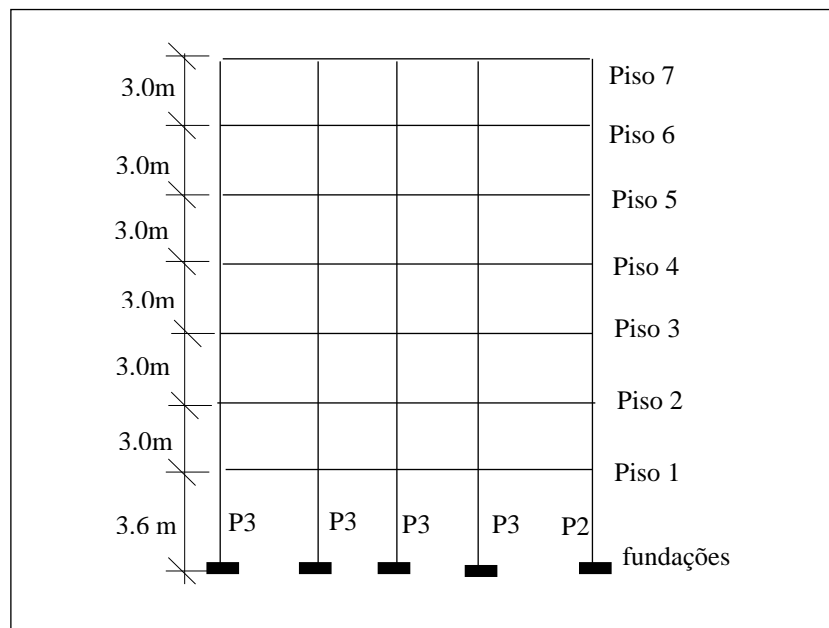


Figura 6.34– Corte A (assinalado na planta) do edifício existente.

	1º piso	2º piso	3º,4º piso	5º piso	6º,7º piso
Pilar P1 	b=0.22m h=0.22m				
Pilar P2 	b=0.22m h=0.30m	b=0.22m h=0.30m	b=0.22m h=0.30m	b=0.22m h=0.30m	b=0.22m h=0.22m
Pilar P3 	b=0.22m h=0.45m	b=0.22m h=0.40m	b=0.22m h=0.35m	b=0.22m h=0.30m	b=0.22m h=0.22m

Quadro 6.18 – Secção dos pilares da estrutura existente.

O módulo de elasticidade (E) do betão para deformações muito rápidas, determinado de acordo com o REBAP [6], tem um valor apresentado na expressão 6.11.

$$E = 27,5 \times 1,25 = 34,4GPa \tag{6.11}$$

Admitindo que o betão traccionado está fendilhado, adoptou-se para o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) o valor de 0,1. O módulo de distorção é determinado pela expressão 6.12:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 16,4GPa \quad (6.12)$$

### 6.3.2 Quantificação do coeficiente de comportamento da estrutura existente

De acordo com a equação 6.13, quantificou-se o coeficiente de comportamento regulamentar para a estrutura em estudo:

$$q = q_0 \cdot k_D \cdot k_R \cdot k_w \geq 1,0 \quad (6.13)$$

em que:- sistema estrutural em pórtico:  $q_0 = 5,0$ ;

- estrutura regular em altura:  $k_R = 1,0$ ;

- por se tratar de uma estrutura existente considera-se uma classe de ductilidade baixa “DCL”:  $k_D = 0,5$ ;

- modo de colapso de pórtico:  $k_w = 1,0$ .

Por aplicação da expressão 6.13, o coeficiente de comportamento em esforços foi estimado em  $q = 2,5$ .

Como referido anteriormente, neste caso de estudo, teve-se em conta a contribuição da resistência e rigidez das paredes de alvenaria. O acréscimo de exigência de ductilidade decorrente das descontinuidades de sobre-resistência no edifício, se não se dispuser de uma análise mais precisa, pode ser contabilizado, segundo o EC8 parte 1.3 [8], por um acréscimo nos efeitos que a acção sísmica provoca sobre o edifício, o qual depende das diferenças de resistência das paredes entre pisos. Para o edifício em estudo estimou-se em cerca de 1,6 o valor do factor multiplicativo dos esforços, o que é equivalente a impor uma diminuição do coeficiente de comportamento determinado pela expressão 6.13, em cerca de 40%. Assim, o coeficiente de comportamento adoptado para o cálculo dos esforços do edifício é de  $q = 1,5$ . É de referir que a estimativa para o valor deste coeficiente para ter em conta o efeito das alvenarias, não é um valor rigoroso, pois a quantificação da resistência precisa destes elementos (existentes) é um processo que envolve vários factores e por isso se torna complicado.

### 6.3.3 Modelação da estrutura

Na figura 6.35 está indicada, em planta, a numeração dos nós de discretização da estrutura.

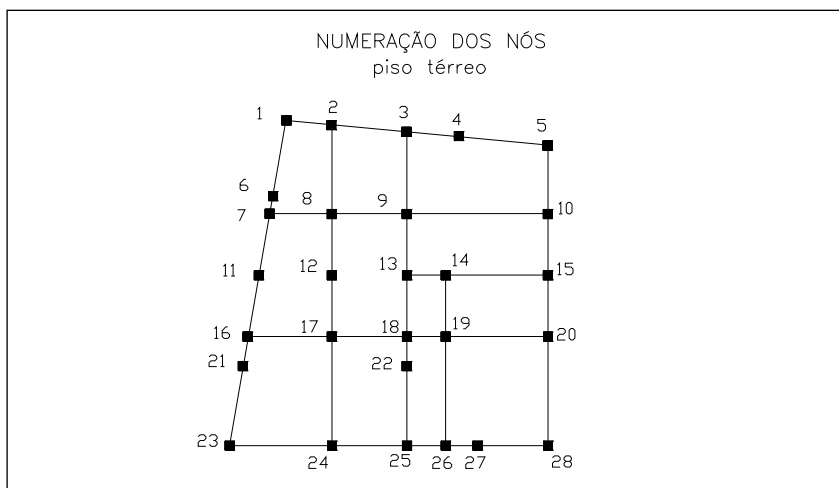


Figura 6.35 – Numeração dos nós de discretização e dos pilares ao nível do piso térreo.

Os restantes nós de discretização do edifício são obtidos da mesma forma que no caso de estudo I. Assim para obter a numeração dos nós dos restantes pisos procede-se da seguinte forma:

- Nós do piso “i” soma-se o valor “100” à numeração dos nós do piso “i-1”.

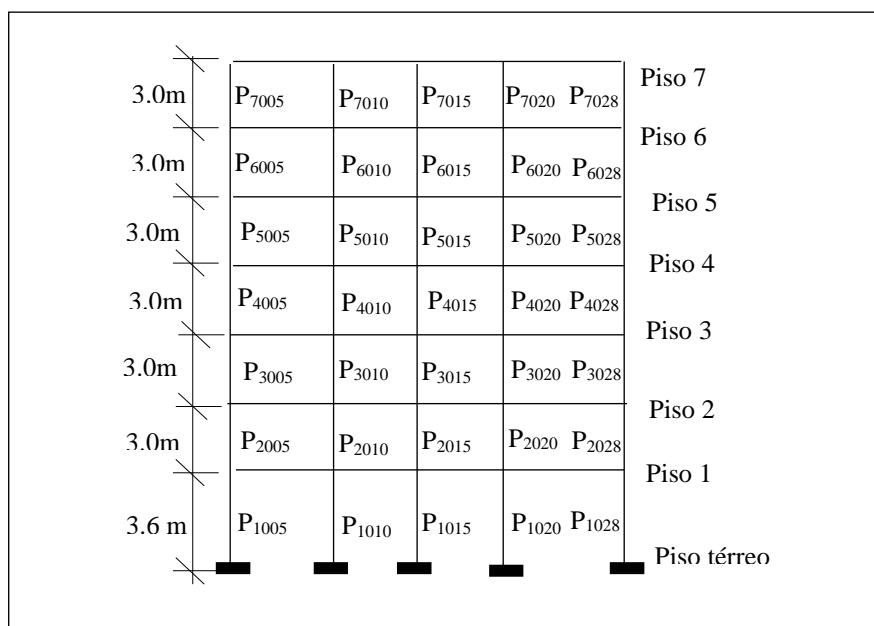


Figura 6.36 – Numeração dos pilares de um pórtico da estrutura.

A numeração dos pilares dos pisos superiores do edifício (ver figura 6.36), é obtida de forma semelhante, ou seja:

- pilares do piso térreo ao piso 1 soma-se “1000” à numeração dos nós da fundação;
- pilares do piso “i” ao piso “i+1” soma-se o valor “1000” à numeração dos pilares do piso “i-1” ao piso “i”.

#### 6.3.4 Quantificação da acção sísmica e combinações de acções

A forma de quantificação da acção sísmica e o tipo de análises efectuadas são idênticas às referidas no caso de estudo I.

Relativamente às características do edifício em estudo e à sua localização refere-se que este pertence à zona sísmica A e está implantado num terreno de consistência média – terreno tipo II [7].

As massas associadas a cada piso da estrutura tiveram por base os seguintes valores das acções permanentes e variáveis actuantes na estrutura:

- peso próprio do betão \_\_\_\_\_ 25 KN/m<sup>3</sup>
- revestimentos \_\_\_\_\_ 1.5 KN/m<sup>2</sup>
- paredes interiores \_\_\_\_\_ 2.0 KN/m<sup>2</sup>
- paredes exteriores \_\_\_\_\_ 7.0 KN/m
- sobrecarga \_\_\_\_\_ 2.0 KN/m<sup>2</sup>

A massa utilizada para a acção sísmica é a correspondente à combinação quase permanente representada pela expressão 6.4 [7]. Conjugando estes valores com as dimensões dos elementos associados a cada piso obtiveram-se as características de inércia de piso que se indicam no quadro 6.19.

Pisos	Massa (Ton)	Momento polar de inércia (Ton.m <sup>2</sup> )
Intermédios	206	6493
Cobertura	155	4886

Quadro 6.19 – Características de inércia de cada piso da estrutura existente.

As combinações de acções adoptadas são as mesmas que foram definidas para o caso de estudo I, apresentadas nas expressões seguintes [7]:

$$\text{Combinação 1: } S_d = S_{Gk} + \gamma_q \times S_{Ek} + \psi_2 \times S_Q = S_{Gk} + 1,5S_{Ek} + 0,2 \times S_Q \quad (6.14)$$

$$\text{Combinação 2: } S_d = S_{Gk} - \gamma_q \times S_{Ek} + \psi_2 \times S_Q = S_{Gk} - 1,5S_{Ek} + 0,2 \times S_Q \quad (6.15)$$

### 6.3.5 Avaliação da capacidade resistente da estrutura existente

A análise da capacidade resistente do edifício existente foi feita similarmente à metodologia adoptada no caso de estudo I, tendo-se verificado os estados limite de utilização e os estados limite últimos.

Nas análises efectuadas consideraram-se os oito primeiros modos de vibração, obtendo-se um somatório de participação de massa de aproximadamente 96% da massa total da estrutura (quadro 6.20). Do quadro 6.20 verifica-se que a frequência própria fundamental da estrutura é de 0,8Hz, pelo que a acção sísmica condicionante para este edifício é a acção tipo 2 [7].

Nº modo	Período (seg.)	Frequência (Hz)	Participação de massa em X (%)	Participação de massa em Y (%)
1	1,250	0,800	0,39	78,70
2	1,176	0,850	77,17	0,74
3	0,923	1,084	2,40	1,60
4	0,481	2,079	0,08	11,02
5	0,459	2,180	11,63	0,13
6	0,371	2,689	0,33	0,38
7	0,284	3,517	0,04	4,06
8	0,268	3,735	4,23	0,06
<b>somatório</b>			96,26	96,70

Quadro 6.20 – Frequências e modos de vibração da estrutura existente.

#### 6.3.5.1 Estado limite de utilização

Para verificar a resistência da estrutura existente ao estado limite de utilização foram determinados os deslocamentos absolutos e relativos entre pisos, segundo as direcções X e Y, para todos os nós em que a estrutura foi discretizada (quadro 1 do anexo B). Desta análise concluiu-se que o nó sujeito a maiores deslocamentos e por isso o mais agravado corresponde ao nó 2 da figura 6.35. Os valores apresentados nos gráficos das

figuras 6.37 e 6.38 correspondem respectivamente aos deslocamentos absolutos e relativos do nó 2. Relativamente a estas figuras refere-se que o eixo vertical representa a numeração dos pisos do edifício, “desl.x” e “desl.y” representam os deslocamentos absolutos respectivamente segundo a direcção X e a direcção Y e “dr<sub>x</sub>” e “dr<sub>y</sub>” representam os deslocamentos relativos entre pisos respectivamente segundo a direcção X e a direcção Y.

Na verificação da segurança ao estado limite de utilização da estrutura aplicou-se a metodologia preconizada no EC8 [8]. Admitindo que os elementos não estruturais não influenciam as deformações da estrutura, os deslocamentos relativos entre pisos devem ser inferiores ao valor obtido da equação 6.16. Tendo em conta que o edifício pertence à categoria de importância III ( $v = 2,0$ ) e que a altura entre pisos é de 3.0m, os deslocamentos relativos deste edifício têm de ser inferiores a 24mm [8].

$$d_r = v \times 0.004 \times h = 2,0 \times 0.004 \times 3,0 = 0,024m \tag{6.16}$$

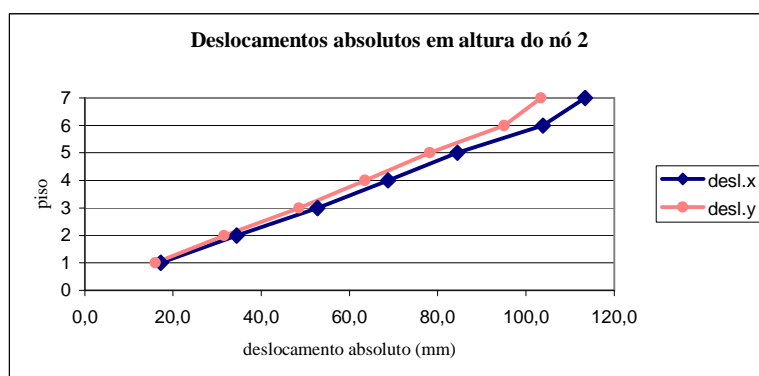


Figura 6.37 - Deslocamento absoluto segundo as direcções X e Y devido à acção sísmica tipo 2, do nó 2 do edifício existente.

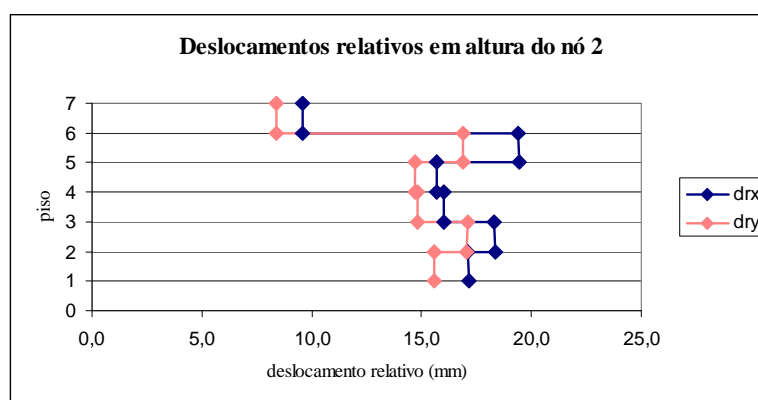


Figura 6.38 - Deslocamento relativo entre pisos segundo as direcções X e Y devido à acção sísmica tipo 2, do nó 2 do edifício existente.

Por observação da figura 6.38 e do quadro 1A do anexo B, verifica-se que os deslocamentos relativos máximos segundo as direcções x e y são respectivamente 19,4mm e 17,1mm (nó2), ambos inferiores ao limite máximo admitido pelo EC8 [8] (24mm). Daqui conclui-se que a capacidade resistente da estrutura é suficiente para evitar danos ou limitações no seu uso durante a ocorrência de um sismo.

### 6.3.5.2. Estado limite último

O procedimento adoptado, para quantificar a resistência global da estrutura à acção sísmica regulamentar, consiste na comparação entre a força de corte basal total ao nível das fundações provocada pela solicitação sísmica ( $V_{sd}$ ), e a força que a estrutura é capaz de suportar considerando as secções existentes e as propriedades do material ( $V_{Rd}$ ). O procedimento seguido para o cálculo de  $V_{Rd}$  é idêntico ao descrito na análise do caso de estudo I (secção 6.2.5.2).

Da mesma forma que no caso de estudo I, esta análise foi realizada independentemente segundo duas direcções ortogonais (eixo X e eixo Y) e foram consideradas as acções sísmicas tipo 1 (quadros 2 e 3 do anexo B) e tipo 2 (quadros 4 e 5 do anexo B) definidas no RSA [7]. Destas análises obtiveram-se os resultados apresentados nos quadros 6.21 e 6.22.

	Acção sísmica tipo 1 [7]			
	Combinação 1		Combinação 2	
	Direcção x	Direcção y	Direcção x	Direcção y
$V_{sd}$ (KN)	1523	1503	1523	1503
$V_{Rd}$ (KN)	596	532	621	616
Resistência ao sismo (%)	39%	35%	41%	41%

Quadro 6.21 – Resistência global da estrutura existente à acção sísmica tipo 1.

	Acção sísmica tipo 2 [7]			
	Combinação 1		Combinação 2	
	Direcção x	direcção y	Direcção x	Direcção y
$V_{sd}$ (KN)	2188	2109	2188	2109
$V_{Rd}$ (KN)	498	463	504	504
Resistência ao sismo (%)	23%	22%	23%	24%

Quadro 6.22 – Resistência global da estrutura existente à acção sísmica tipo 2.

Por observação e análise dos quadros 6.21 e 6.22 conclui-se que a situação condicionante para esta estrutura é a que corresponde à combinação 1 com actuação da acção sísmica tipo 2. Verifica-se que, globalmente o edifício tem capacidade para resistir ao nível do piso térreo a 23% e 22% da acção sísmica regulamentar actuante definida no RSA [7], segundo as direcções X e Y, respectivamente.

Segue-se uma análise isolada para cada elemento resistente vertical, em que se faz a comparação entre a força de corte exigida e disponível ao nível das fundações do edifício segundo as direcções X e Y, respectivamente. Este estudo é apresentado graficamente nas figuras 6.39 e 6.40.

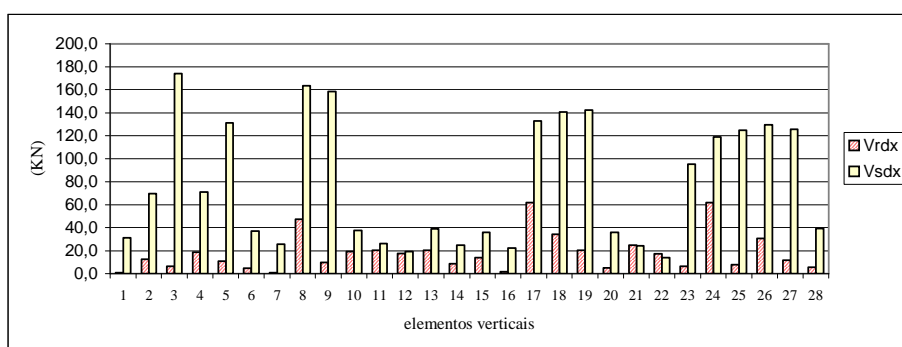


Figura 6.39 – Esforço de corte ao nível das fundações segundo a direcção X devida à combinação com a acção sísmica tipo 2.

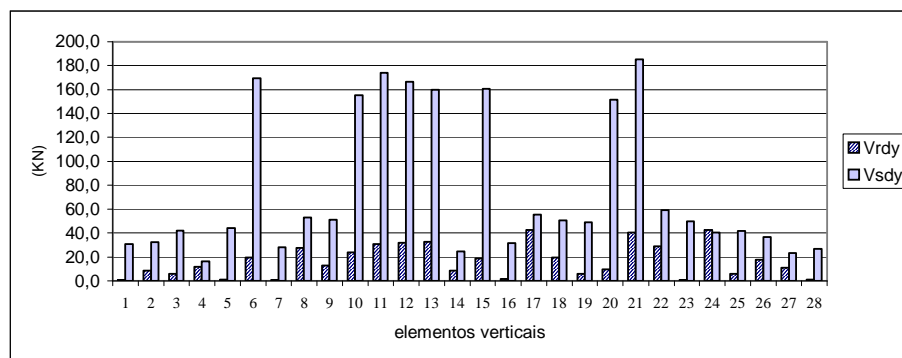


Figura 6.40 – Esforço de corte ao nível das fundações segundo a direcção Y devida à combinação com a acção sísmica tipo 2.

Por análise das figuras 6.39 e 6.40 verifica-se que nenhum elemento vertical apresenta resistência suficiente para suportar o valor da acção sísmica definida nos regulamentos em vigor.

Do estudo efectuado conclui-se que o edifício em estudo apresenta uma resistência à acção sísmica inferior aos valores regulamentares (23% segundo a direcção X e 22%

segundo a direcção Y), pelo que é necessário proceder ao reforço da estrutura. Refere-se que para este edifício, como no caso de estudo I, não foi necessário efectuar a avaliação da segurança ao nível dos pisos superiores, uma vez que se verificou logo no piso térreo que seria necessário proceder ao reforço do edifício.

### *6.3.6 Projecto de reforço do edifício existente*

São três as intervenções de reforço propostas para esta análise comparativa, correspondendo duas delas à introdução de novos elementos resistentes – paredes de betão armado e elementos metálicos - e uma ao reforço dos elementos existentes verticais por encamisamento com betão. O procedimento adoptado para a concepção de cada uma das intervenções de reforço envolveu um processo iterativo até se atingir níveis de resistência à acção sísmica da ordem dos 100% em todas as soluções de reforço.

Da mesma forma que no caso de estudo I, em todas as soluções, optou-se por concentrar nos elementos verticais o reforço necessário para dotar a estrutura do nível de segurança à acção sísmica regulamentar. Assim, impôs-se uma redistribuição dos esforços de forma que os momentos flectores (negativos) actuantes nos elementos horizontais (na ligação aos pilares) não excedam a sua capacidade resistente actual.

#### *6.3.6.1 Descrição das soluções de reforço*

Neste parágrafo faz-se uma descrição sumária das três intervenções de reforço adoptadas neste estudo comparativo.

##### **a) Reforço por introdução de paredes de betão armado**

Esta intervenção de reforço consiste na introdução de quatro paredes de betão armado (B25 eA400NR) com 2,5m de comprimento e 0,25m de espessura, a toda a altura do edifício.

Na concepção desta solução houve a preocupação de distribuir os elementos de reforço de modo que a estrutura apresente um bom comportamento face à acção sísmica e de forma a que estas nunca interfiram com a arquitectura do edifício. Desta forma, as

paredes foram colocadas o mais simetricamente possível em planta e na periferia do edifício, de modo a diminuir os efeitos de torção causados pela acção sísmica. Uma vez que a continuidade em altura dos elementos resistentes é um dos factores mais importantes para o bom comportamento sísmico, as paredes de betão são introduzidas ao longo de toda a altura do edifício. Na figura 6.41 representa-se esquematicamente, em planta, a localização dos elementos de reforço.

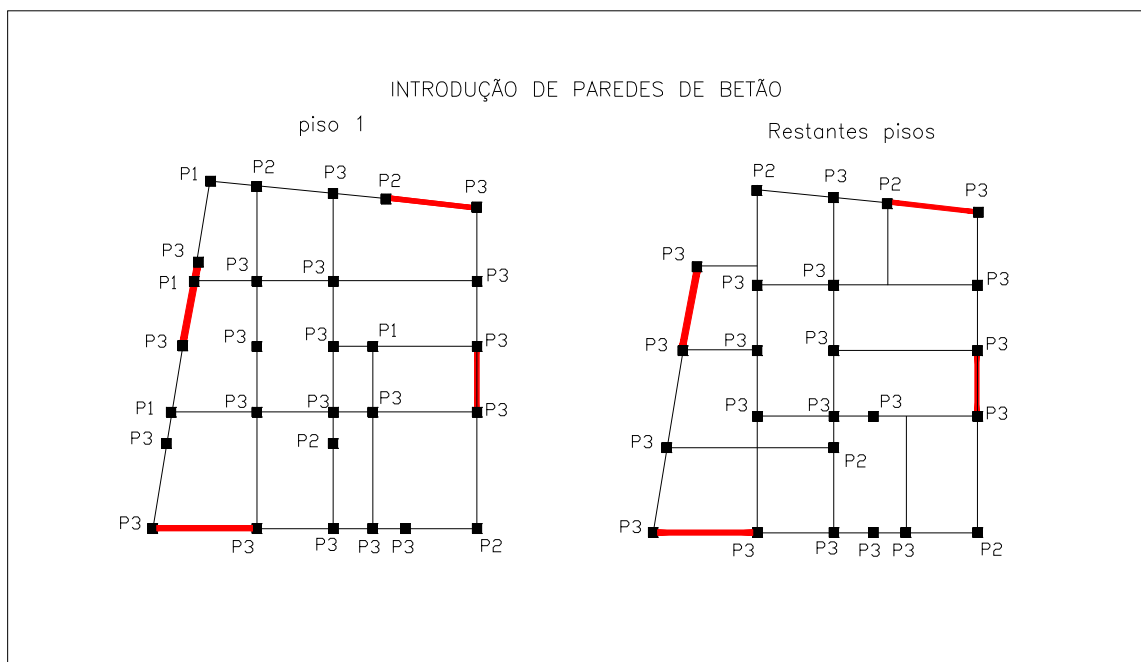


Figura 6.41 – Planta estrutural do edifício reforçado com introdução de paredes de betão.

O coeficiente de comportamento da estrutura reforçada será estimado de acordo com a metodologia apresentada no EC8 [8], baseando-se na comparação entre a força de corte absorvida na base do edifício pelos pilares e a força de corte basal total (quadro 6 do anexo B). Efectuou-se uma análise com o objectivo de classificar a estrutura, da qual se obtiveram os resultados que se apresentam no quadro 6.23.

	Direcção X	Direcção Y
Força de corte absorvida pelos pilares (KN).	539	402
Força de corte absorvida pelas paredes (KN).	1216	1985
Percentagem da força de corte total absorvida pelos pilares.	44%	20%

Quadro 6.23 – Comparação entre a força de corte absorvida pelos pilares e pelas paredes, na intervenção de reforço com introdução de paredes de betão.

Desta análise verifica-se que a força de corte absorvida pelos pilares na base do edifício é inferior a 50% da força de corte total, pelo que o sistema estrutural é classificado como misto – parede equivalente.

O coeficiente de comportamento, em termos de esforços, desta estrutura foi quantificado de acordo com a equação 6.17 [8]:

$$q = q_0 \cdot k_D \cdot k_R \cdot k_w \quad (6.17)$$

A equação anterior depende do sistema estrutural ( $q_0 = 4,5$ ), da regularidade da estrutura em altura (estrutura regular:  $k_R = 1,0$ ), da classe de ductilidade (classe de ductilidade “DCL”:  $k_D = 0,5$ ) e do modo de colapso (misto pórtico:  $k_w = 1,0$ ). Por aplicação da mesma o coeficiente de comportamento foi estimado em  $q = 2,25$ , mas por se tratar de uma estrutura em que a distribuição em altura das paredes de alvenaria não é regular, teve-se em conta a contribuição destes elementos. Como referido anteriormente, este efeito considera-se através de uma redução do coeficiente de comportamento em cerca de 40%. Assim o valor adoptado é  $q = 1,4$ . Em termos de deslocamentos o coeficiente de comportamento adoptado é de  $q = 1,0$ .

### b) Reforço por introdução de elementos metálicos

Esta solução de reforço consiste na introdução de contraventamentos diagonais, constituídos por elementos metálicos - perfis LNP130.12 (aço Fe360), em quatro pórticos de betão existentes, ao longo de toda a altura do edifício (figuras 6.42 e 6.61).

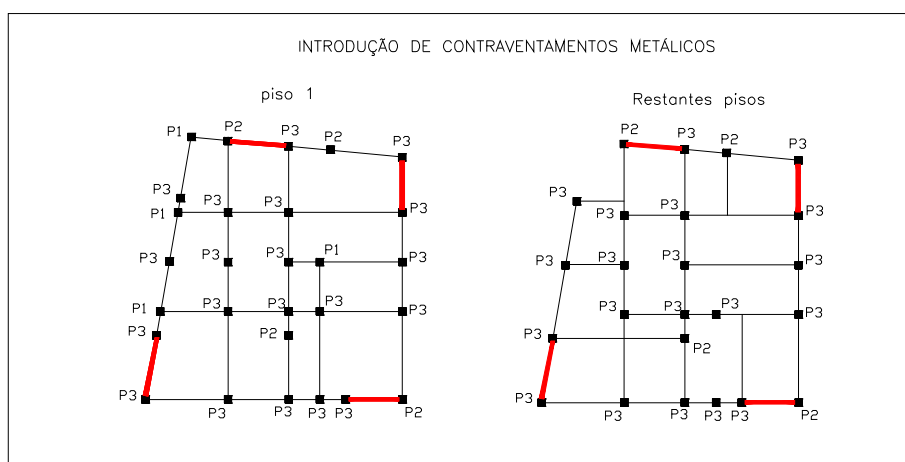


Figura 6.42 – Planta estrutural do edifício reforçado com introdução de contraventamentos metálicos.

Analogamente ao referido no projecto de reforço com paredes, ao conceber este projecto procurou-se satisfazer os requisitos para que a estrutura apresente um bom comportamento sísmico. Optou-se por colocar os pórticos contraventados na periferia do edifício, garantindo-se assim um melhor comportamento da estrutura à torção.

No caso de estudo I, foi definida uma metodologia para determinar o coeficiente de comportamento deste tipo de estruturas – pórticos de betão e contraventamentos metálicos. Essa metodologia baseia-se na comparação entre a força de corte absorvida pelos pórticos contraventados e a força de corte total ao nível das fundações do edifício.

Efectuou-se uma análise com o objectivo de classificar a estrutura (quadro 11 do anexo B), da qual se obtiveram os resultados apresentados no quadro 6.24.

	Direcção X	Direcção Y
Força de corte absorvida pelos pilares de betão (KN).	1143	1000
Força de corte absorvida pelos contraventamentos metálicos (KN).	1411	1467
Percentagem da força de corte total absorvida pelos pilares de betão.	45%	31%

Quadro 6.24 – Comparação entre a força de corte absorvida pelos pilares e pelos contraventamentos metálicos, na intervenção de reforço com introdução de elementos metálicos.

Por análise do quadro 6.24 conclui-se que a força de corte absorvida, ao nível das fundações, pelos elementos metálicos é superior a 50% da força de corte total, pelo que se adopta a metodologia de quantificação do coeficiente de comportamento, apresentada no EC8 [8], para estruturas metálicas.

Segundo o EC8 [8], as estruturas com contraventamentos metálicos diagonais apresentam zonas dissipativas (diagonais traccionadas), podendo o coeficiente de comportamento atingir o valor de  $q = 3$  para estruturas de regularidade média. A parte da estrutura em betão armado, segundo o EC8 tem um coeficiente de comportamento de  $q = 2,5$ . De forma a satisfazer em simultâneo os requisitos regulamentares para a estrutura de betão e para a estrutura metálica e tendo em conta a contribuição das paredes de alvenaria, adopta-se nesta análise o valor de  $q = 1,5$ .

### c) Reforço por encamisamento dos pilares existentes

Esta solução de reforço consiste em aumentar as secções de alguns dos pilares existentes através da técnica de encamisamento com betão projectado. Os pilares reforçados passam a ter secções de 0,75m por 0,50m desde o piso térreo até à cobertura do edifício. Ao conceber este projecto de reforço procurou-se que a estrutura fosse o mais regular possível quer em planta quer em altura.

Na figura 6.43 apresenta-se esquematicamente a planta estrutural deste projecto de reforço, onde se indicam os elementos reforçados.

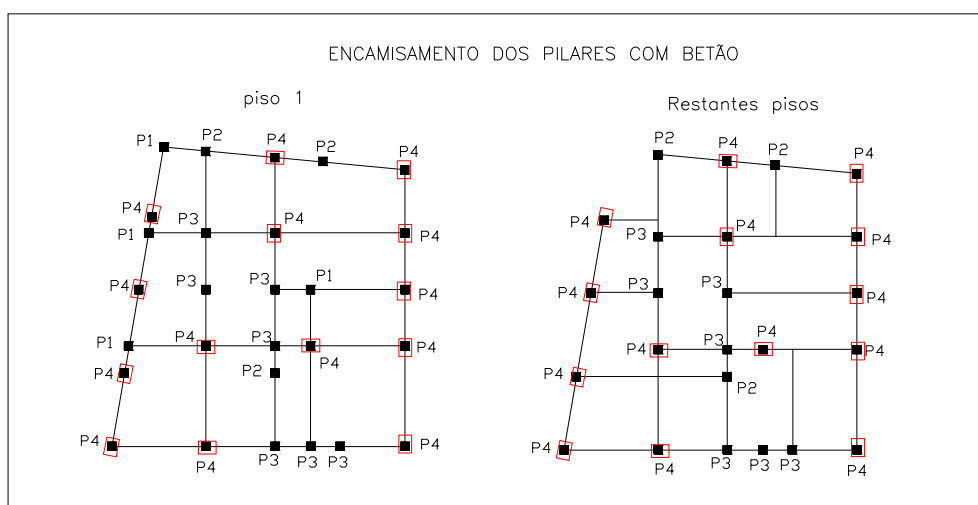


Figura 6.43 – Planta estrutural do edifício reforçado por encamisamento dos pilares existentes.

Trata-se de uma estrutura em pórtico, regular em altura e de classe de ductilidade baixa “DCL”, ( $q_0 = 5,0$ ;  $k_R = 1,0$ ;  $k_D = 0,5$  e  $k_w = 1,0$ ), pelo que de acordo com a equação 6.16 o coeficiente de comportamento tem o valor  $q = 2,5$ . O valor adoptado é obtido por redução do valor anterior em cerca de 40% (para ter em conta a contribuição das paredes de alvenaria), assim  $q = 1,5$ .

#### 6.3.6.2 Análise dos resultados obtidos

A metodologia adoptada no projecto de reforço do edifício é a descrita no capítulo 5, a qual envolve a verificação ao estado limite de utilização e ao estado limite último. Em seguida será realizada, uma análise comparativa das soluções de reforço descritas na secção anterior em relação a estes estados limite.

Para facilitar a compreensão e análise adoptar-se-à neste caso de estudo a designação utilizada no caso de estudo I, para as soluções de reforço:

- Reforço tipo A – introdução de paredes de betão armado;
- Reforço tipo B – introdução de contraventamentos metálicos;
- Reforço tipo C – encamisamento dos pilares existentes com betão.

#### a) Comparação de frequências das várias soluções de reforço

No quadro 6.25 é feita uma comparação entre as três soluções de reforço em termos de frequência correspondentes aos modos de translação segundo as direcções X e Y.

Descrição da solução de reforço	Frequência modo X (HZ)	Frequência modo Y (HZ)	Varição freq.x (%)	Varição freq.y (%)
Estrutura existente	0,85	0,80	-----	-----
Reforço da estrutura existente com a introdução de paredes de betão armado.	1,34	1,49	58%	86%
Reforço da estrutura existente com a introdução de elementos metálicos.	1,15	1,11	35%	39%
Reforço da estrutura existente por encamisamento dos pilares com betão.	1,29	1,40	52%	75%

Quadro 6.25 – Comparação de frequências das soluções de reforço propostas.

Do quadro 6.25 verifica-se que o reforço da estrutura com paredes de betão é o que confere à estrutura uma maior rigidez, sendo a concepção de reforço com contraventamentos metálicos a mais flexível.

Das frequências associadas a cada uma das soluções de reforço é possível concluir que a acção sísmica tipo 2 [7] é condicionante para as três soluções, uma vez que em todas elas a frequência própria fundamental é inferior a 2 HZ.

#### b) Comparação de deslocamentos entre as várias soluções de reforço

A verificação de que a capacidade resistente das estruturas é suficiente para evitar danos ou limitações no seu uso consiste em limitar os deslocamentos relativos entre pisos, através da equação 6.18 [8]. Para este caso de estudo o valor limite é 24mm.

$$d_r = v \times 0.004 \times h = 2 \times 0.004 \times 3 = 0.024m \quad (6.18)$$

As análises efectuadas para a obtenção dos valores dos deslocamentos relativos entre pisos foram realizadas independentemente segundo duas direcções ortogonais. Os resultados das referidas análises apresentam-se em gráficos, sendo incluídas em simultâneo as respostas das três soluções de reforço, de forma a facilitar um estudo comparativo das mesmas. Refere-se que se apresentam apenas os resultados dos deslocamentos entre os pisos 1 e 2, entre os pisos 3 e 4 e entre os pisos 6 e 7, por estes serem suficientes para uma análise do comportamento em altura das estruturas reforçadas.

As figuras 6.44 a 6.49 apresentam os resultados referentes às análises efectuadas. Relativamente à representação gráfica, é de referir que o eixo vertical corresponde aos deslocamentos relativos em “mm” e o eixo horizontal corresponde aos diferentes nós em que a estrutura foi discretizada.

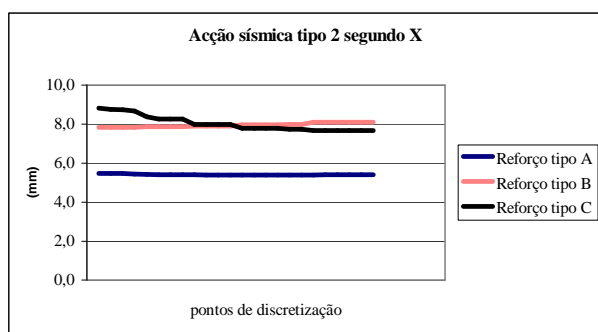


Figura 6.44 – Comparação do deslocamento relativo entre o piso 1 e o piso 2 segundo a direcção X, das três intervenções de reforço.

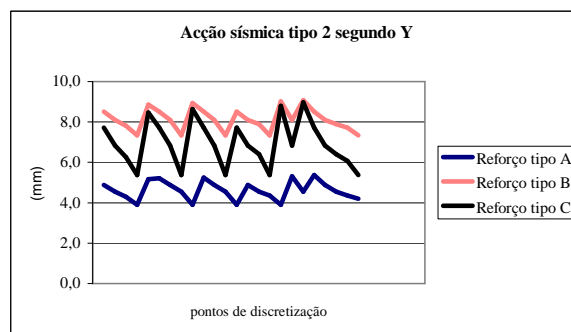


Figura 6.45 – Comparação do deslocamento relativo entre o piso 1 e o piso 2 segundo a direcção Y, das três intervenções de reforço.

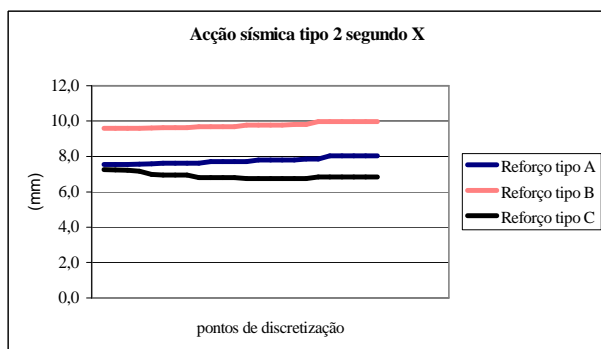


Figura 6.46 – Comparação do deslocamento relativo entre o piso 4 e o piso 5 segundo a direcção X, das três intervenções de reforço.

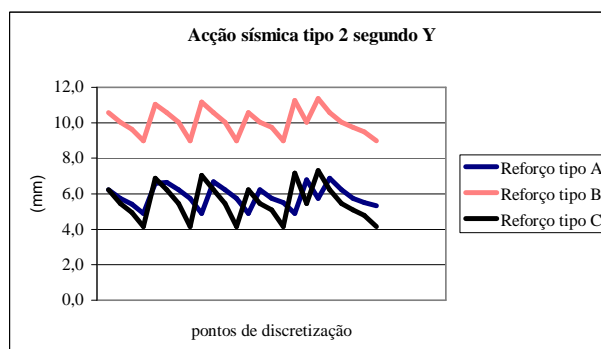


Figura 6.47 – Comparação do deslocamento relativo entre o piso 4 e o piso 5 segundo a direcção Y, das três intervenções de reforço.

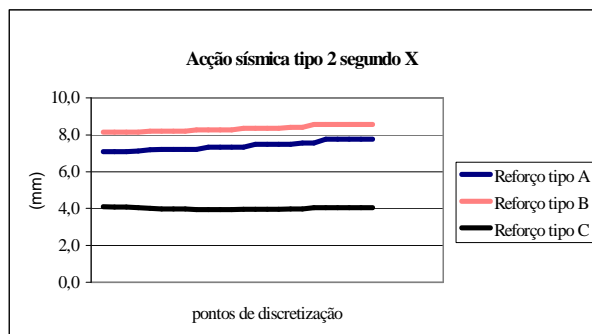


Figura 6.48 – Comparação do deslocamento relativo entre o piso 6 e o piso 7 segundo a direcção X, das três intervenções de reforço.

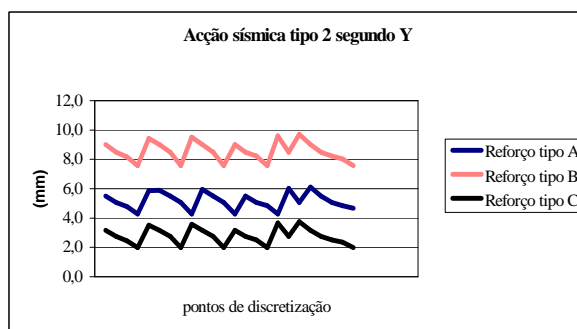


Figura 6.49 – Comparação do deslocamento relativo entre o piso 6 e o piso 7 segundo a direcção Y, das três intervenções de reforço.

Por observação e análise das figuras 6.44 a 6.49 conclui-se que:

- em todas as soluções de reforço os deslocamentos existentes em ambas as direcções são inferiores ao valor limite preconizado pelo EC8 [8] (24mm);
- as respostas obtidas dos projectos de reforço com introdução de paredes de betão e com a introdução de contraventamentos metálicos têm um andamento semelhante em altura, embora os deslocamentos, da segunda solução, sejam superiores. Ambas as estruturas têm um comportamento típico de uma estrutura mista, isto é, os deslocamentos relativos aumentam a um nível intermédio e voltam a diminuir no topo do edifício, de onde se nota a influência entre os elementos mais flexíveis (pórticos) e os mais rígidos (paredes e contraventamentos metálicos);
- a resposta obtida do projecto de reforço com encamisamento dos pilares é onde se verifica uma diminuição mais acentuada dos valores dos deslocamentos relativos em altura. Esta situação resulta do facto dos elementos mais rígidos estarem distribuídos uniformemente por toda a estrutura, não se notando assim a influência dos pilares flexíveis sobre estes.

Nas figuras 6.50 e 6.51 apresentam-se os deslocamentos absolutos em altura respectivamente segundo as direcções X e Y, correspondentes ao nó 2 da discretização da estrutura (figura 6.35). As figuras 6.52 e 6.53 apresentam para o mesmo nó os deslocamentos relativos entre pisos. A partir dos gráficos das figuras referidas conclui-se que o reforço com paredes de betão é o que confere à estrutura menores deslocamentos.

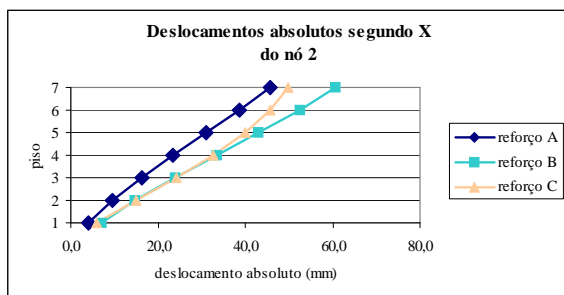


Figura 6.50 – Deslocamentos absolutos segundo a direcção X, do nó 2 das estruturas reforçadas.

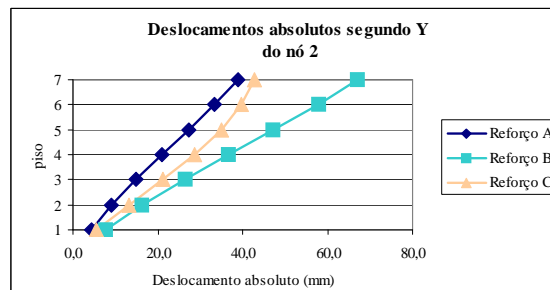


Figura 6.51 – Deslocamentos absolutos segundo a direcção Y, do nó 2 das estruturas reforçadas.

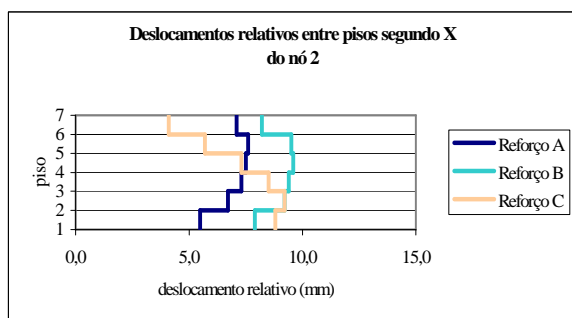


Figura 6.52 – Deslocamentos relativos entre pisos do nó 2 das estruturas reforçadas, segundo a direcção X.

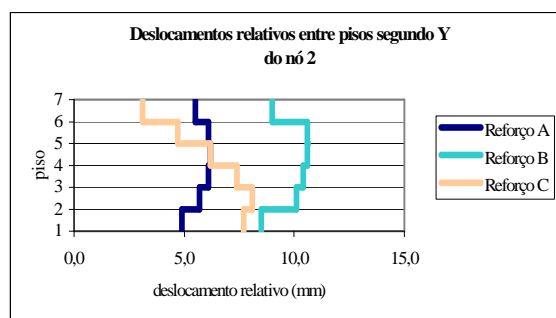


Figura 6.53 – Deslocamentos relativos entre pisos do nó 2 das estruturas reforçadas segundo a direcção Y.

### c) Comparação de esforços entre as várias soluções de reforço

Através de um processo iterativo foram otimizados os projectos correspondentes a cada solução de reforço, visando atingir ao nível de todos os pisos da estrutura uma resistência total da ordem de pelo menos 100%. Como referido no caso de estudo I, realizou-se a comparação entre a força de corte basal total exigida à estrutura e a força de corte basal total absorvida pela mesma, independentemente segundo duas direcções ortogonais X e Y. Esta análise foi realizada ao nível do piso térreo, do piso 3 e do piso 7, uma vez que são os pisos mais condicionantes devido à variação das secções dos elementos verticais.

Refere-se que todo o estudo foi realizado para as combinações de acções 1 e 2 (expressões 6.14 e 6.15) e que se verificou que para todas as soluções de reforço a combinação condicionante é a tipo 2. Assim, todos os resultados que se apresentam em seguida correspondem à situação mais desfavorável – acção sísmica tipo 2 [7] e combinação 2 (expressão 6.15).

Das análises realizadas resultaram os valores apresentados nos quadros 6.26 (paredes de betão), 6.27 (contraventamentos metálicos) e 6.28 (encamisamento de pilares). Os valores destes quadros resultaram dos estudos apresentados no anexo B – quadros 6 a 8 (introdução de paredes), quadros 11 a 13 (introdução de contraventamentos) e quadros 15 a 17 (encamisamento dos pilares).

Reforço com introdução de paredes de betão				
	Direcção	Piso térreo	Piso 3	Piso 7
Força de corte exigida à estrutura - $V_{sd}$ (KN)	X	2453	1921	736
	Y	2474	1901	593
Força de corte absorvida pela estrutura - $V_{rd}$ (KN)	X	2439	2267	2008
	Y	2554	2361	2166
Resistência ao sismo da estrutura reforçada (%)	X	99%	118%	273%
	Y	103%	124%	365%

Quadro 6.26 – Resistência em altura da estrutura reforçada com paredes de betão.

Reforço com contraventamentos metálicos				
	Direcção	Piso térreo	Piso 3	Piso 7
Força de corte exigida à estrutura - $V_{sd}$ (KN)	X	2554	1947	611
	Y	2467	1962	633
Força de corte absorvida pela estrutura - $V_{rd}$ (KN)	X	2965	2255	1989
	Y	2699	2199	1989
Resistência ao sismo da estrutura reforçada (%)	X	116%	116%	326%
	Y	109%	112%	314%

Quadro 6.27 – Resistência em altura da estrutura reforçada com contraventamentos metálicos.

Reforço com encamisamento dos pilares				
	Direcção	Piso térreo	Piso 3	Piso 7
Força de corte exigida à estrutura - $V_{sd}$ (KN)	X	2567	2495	1113
	Y	2480	2195	1065
Força de corte absorvida pela estrutura - $V_{rd}$ (KN)	X	3086	2556	1456
	Y	3024	2448	1406
Resistência ao sismo da estrutura reforçada (%)	X	120%	102%	131%
	Y	122%	112%	132%

Quadro 6.28 – Resistência em altura da estrutura reforçada através de encamisamento dos pilares.

Por observação dos quadros 6.26, 6.27 e 6.28 verifica-se que o nível de resistência à acção sísmica de projecto é da ordem dos 100%, para todas as soluções de reforço. Ao nível de todos os pisos as estruturas apresentam resistência suficiente para absorver a acção sísmica regulamentar. Relativamente à solução de reforço com encamisamento dos pilares, refere-se que a diminuição do nível de resistência verificado ao nível do piso 3 justifica-se devido à redução das secções dos pilares existentes, neste piso.

A comparação estabelecida nos quadros anteriores foi realizada em termos globais da estrutura. Em seguida far-se-á um estudo comparativo das três soluções ao nível do piso térreo, considerando os elementos resistentes verticais isoladamente. As figuras 6.54 a 6.59 apresentam, ao nível do piso térreo, a comparação entre o esforço de corte resistente e o esforço de corte actuante em cada elemento vertical da estrutura, obtidos após uma redistribuição de esforços. Nestes gráficos o eixo horizontal corresponde à numeração dos pilares apresentada na figura 6.35 .

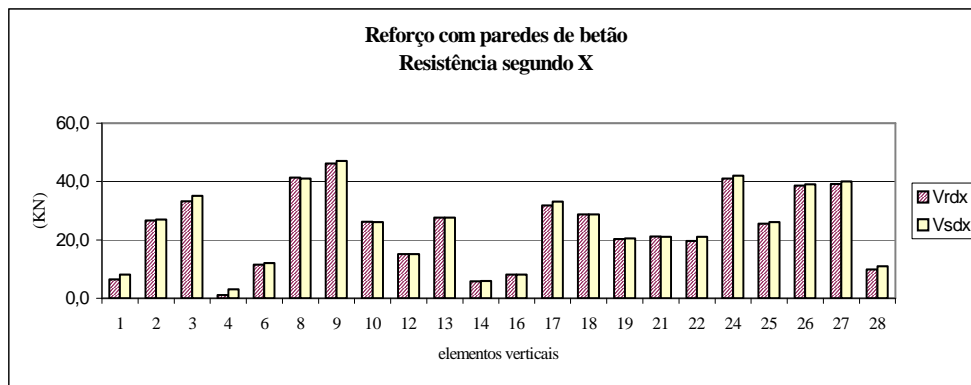


Figura 6.54 – Resistência segundo a direcção X dos elementos verticais ao nível do piso térreo, na solução de reforço com paredes de betão.

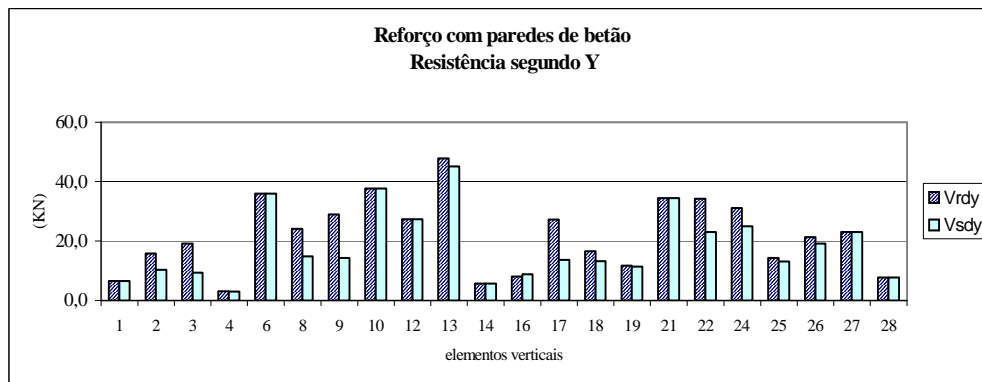


Figura 6.55 – Resistência segundo a direcção Y dos elementos verticais ao nível do piso térreo, na solução de reforço com paredes de betão.

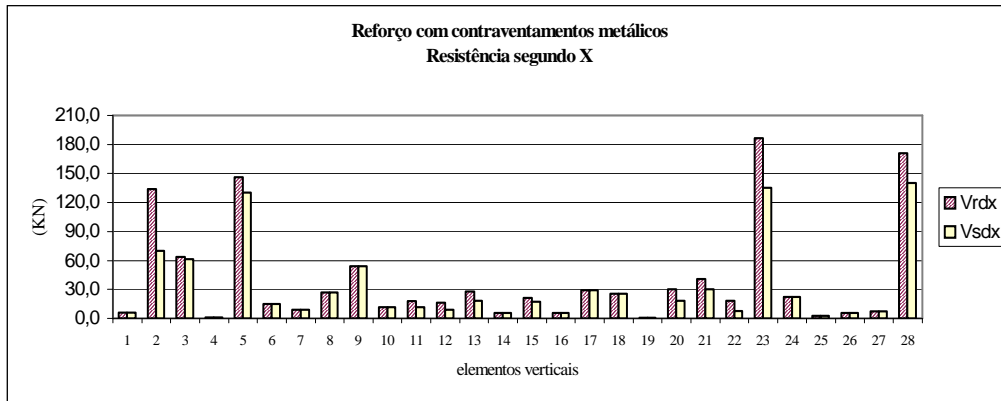


Figura 6.56 – Resistência segundo a direção X dos elementos verticais ao nível do piso térreo, na solução de reforço com contraventamentos metálicos.

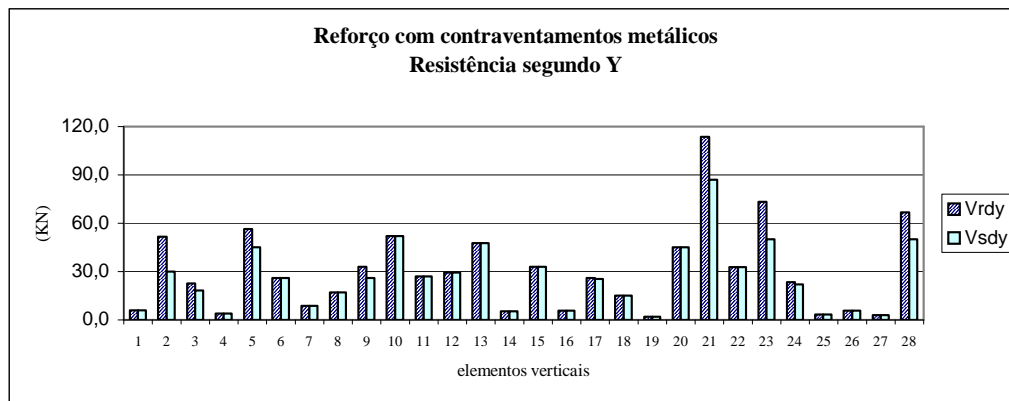


Figura 6.57 – Resistência segundo a direção Y dos elementos verticais ao nível do piso térreo, na solução de reforço com contraventamentos metálicos.

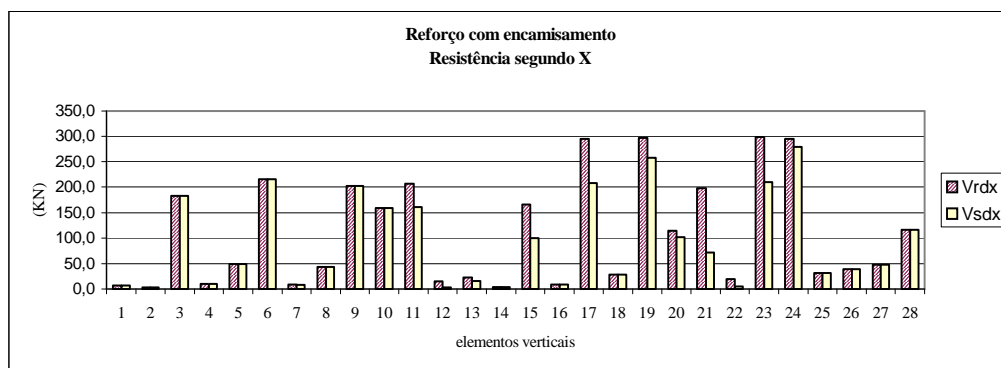


Figura 6.58 – Resistência segundo a direção X dos elementos verticais ao nível do piso térreo, na solução de reforço por encamisamento dos pilares.

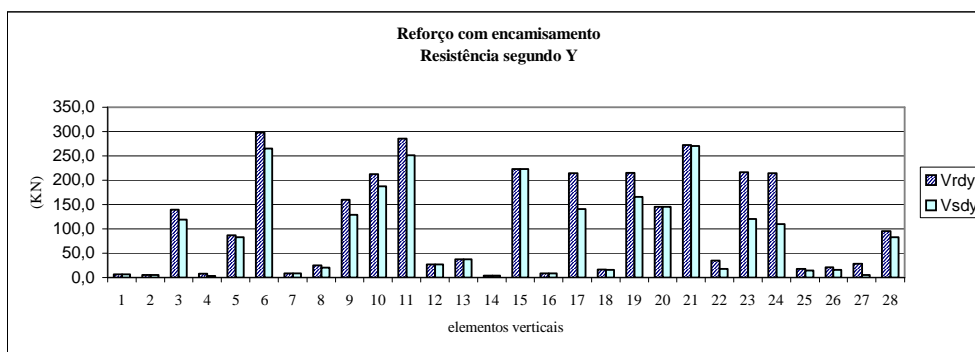


Figura 6.59 – Resistência segundo a direcção Y dos elementos verticais ao nível do piso térreo, na solução de reforço por encamisamento dos pilares.

Por análise das figuras 6.54 a 6.59 verifica-se que em termos da relação  $V_{rd}/V_{sd}$  de cada elemento vertical ao nível do piso térreo, a solução de reforço com paredes de betão é a mais equilibrada em termos de distribuição dos esforços pela estrutura.

Com o objectivo de verificar qual dos projectos de reforço confere um melhor comportamento da estrutura à torção, procedeu-se ao cálculo da distância do centro de massa ao centro de rigidez da estrutura, através do ponto de aplicação da resultante das forças de corte ao nível do piso térreo (quadro 6.29).

	Localização do centro de rigidez relativamente ao centro de massa da estrutura		
	Reforço com paredes de betão	Reforço com contraventamentos metálicos	Reforço por encamisamento dos pilares
Direcção X	-0.01 m	-0.03 m	-0.47 m
Direcção Y	- 0.30 m	0.03 m	-0.94 m

Quadro 6.29 - Comparação da localização do centro de rigidez das intervenções de reforço propostas.

Por análise do quadro 6.29 verifica-se que o projecto de reforço com encamisamento dos pilares é o que provoca maiores esforços devidos aos efeitos de torção da estrutura.

### 6.3.6.3 Pormenorização das soluções de reforço

### a) Solução de reforço com introdução de paredes de betão

Esta solução de reforço consiste na introdução de quatro paredes de betão armado com 2,5m de comprimento e 0,25m de espessura cada uma, em toda a altura do edifício, conforme representado na figura 6.41. A partir dos esforços obtidos das análises efectuadas, calculou-se as armaduras necessárias para os elementos de parede (quadro 9 do anexo B), tendo-se chegado à solução pormenorizada na figura 6.60.

Em relação ao reforço das fundações, para esta solução, devido aos elevados momentos que surgem ao nível das fundações das paredes, optou-se pelo reforço das mesmas através da introdução de ancoragens “Gewi” com 10m de comprimento. Em seguida apresenta-se a estimativa do número de ancoragens necessário por parede:

- Ancoragens de aço A500  $\Rightarrow f_{syd} = 435\text{MPa}$
- Esforço de tracção em cada extremidade da parede:  $F = 2700\text{KN}$
- Armadura necessária determinada por:

$$A_s = \frac{F}{f_{syd}} = \frac{2700}{435 \times 10^3} \times 10^4 = 62,1\text{cm}^2 \quad (6.19)$$

- $\varnothing_{\text{ancoragens}} = 40\text{mm}$  ( $A_s = 12,6\text{cm}^2$ )  $\Rightarrow$  5 ancoragens em cada extremidade, ou seja 10 ancoragens em cada parede.

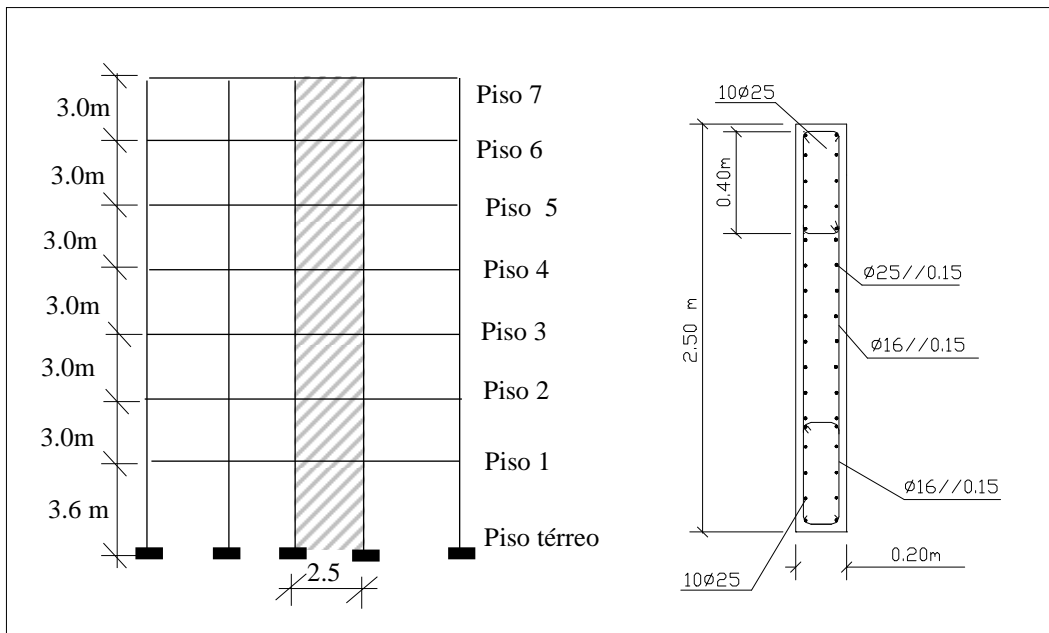


Figura 6.60- Pormenorização da solução de reforço com introdução de paredes de betão.

### b) Solução de reforço com introdução de contraventamentos metálicos

Como referido, esta solução de reforço consiste na introdução de contraventamentos diagonais constituídos por elementos metálicos do tipo perfis LNP130.12, em quatro pórticos de betão existentes, ao longo de toda a altura do edifício. Na figura 6.61 apresenta-se um pórtico da extremidade do edifício onde se esquematiza o contraventamento metálico. Indica-se, ainda na figura a secção do perfil utilizado no reforço.

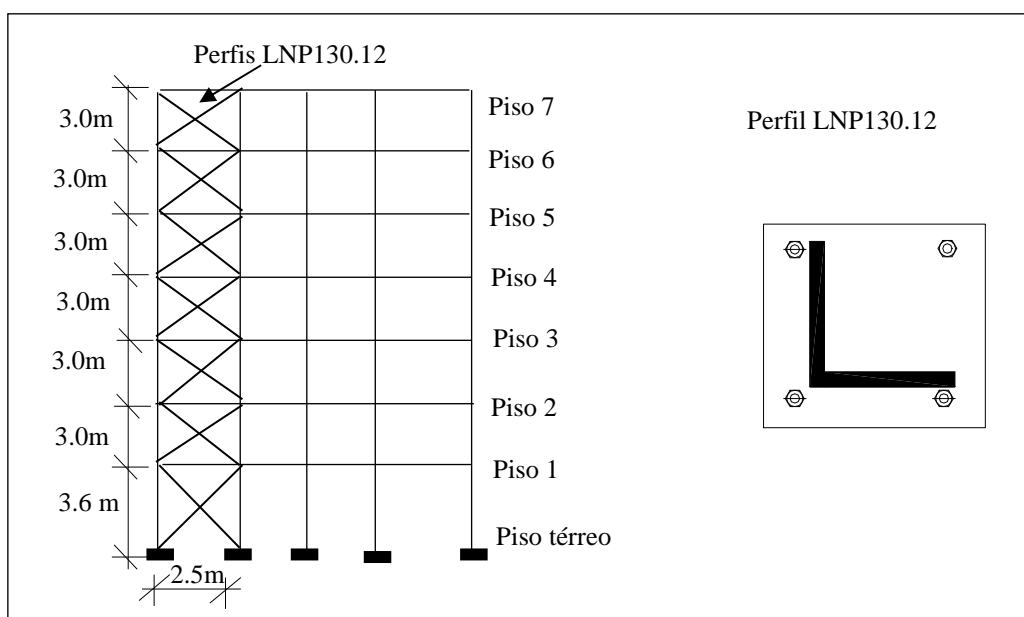


Figura 6.61- Pormenorização da solução de reforço com contraventamentos metálicos.

Para esta solução, devido aos esforços que surgem ao nível das fundações das paredes, optou-se pelo reforço das fundações das paredes através da introdução de ancoragens “Gewi” com 10m de comprimento. A estimativa para o número de ancoragens necessárias por parede, apresenta-se em seguida:

- Ancoragens de aço A500  $\Rightarrow f_{syd} = 435\text{MPa}$
- Esforço de tracção em cada extremidade da parede:  $F = 1280\text{KN}$
- Armadura necessária determinada por:

$$A_s = \frac{F}{f_{syd}} = \frac{1280}{435 \times 10^3} \times 10^4 = 29,4\text{cm}^2 \quad (6.20)$$

- $\varnothing_{\text{ancoragens}} = 40\text{mm}$  ( $A_s = 12,6\text{cm}^2$ )  $\Rightarrow$  3 ancoragens em cada extremidade, ou seja 6 ancoragens em cada parede.

### c) Solução de reforço por encamisamento dos pilares com betão

Esta solução de reforço consiste em aumentar as secções dos pilares, indicados na figura 6.43, os quais passam a ter secções de  $0.50\text{m} \times 0.75\text{m}$  ao longo de toda a sua altura (as secções actuais estão indicadas no quadro 6.18). Dos esforços obtidos das análises efectuadas, calculou-se as armaduras necessárias para os pilares reforçados, cuja pormenorização está esquematizada na figura 6.62.

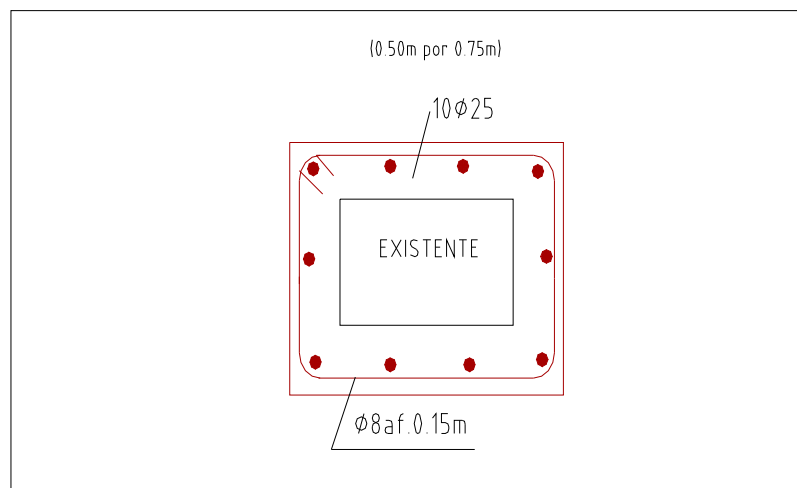


Figura 6.62- Pormenorização da solução de reforço por encamisamento dos pilares com betão.

Relativamente ao reforço das fundações, para esta solução, prevê-se o aumento das fundações directas existentes, de forma a acompanharem o aumento dos pilares. Assim as dimensões das sapatas são aumentadas de 0,60m para cada um dos seus lados.

#### 6.3.6.4 Análise dos custos associados a cada intervenção de reforço

Nesta secção apresentam-se as estimativas dos custos directos associadas às intervenções de reforço propostas. Nestas são considerados os custos unitários referidos nos quadros 6.15 e 6.16 (caso de estudo I). Assim além do custo do material necessário em cada reforço incluindo as fundações, considera-se também um custo para os trabalhos de reforço. Dependendo do tipo de reforço os valores unitários adoptados são:

- Reforço com introdução de paredes de betão ----- 36 000\$00/m<sup>2</sup>
- Reforço com introdução de contraventamentos metálicos – 16 000\$00/m<sup>2</sup>

- Reforço por encamisamento dos pilares ----- 36 000\$00/m<sup>2</sup>

As medições das quantidades de material e trabalhos de reforço, que deram origem aos valores apresentados no quadro 6.30 estão referidas no anexo B – quadro 10 (introdução de paredes), quadro 14 (introdução de contraventamentos) e quadro 18 (encamisamento dos pilares).

No quadro 6.30 apresentam-se os custos directos globais associados a cada uma das soluções de reforço propostas.

	Custos directos relativos aos materiais e mão de obra
Reforço da estrutura através da introdução de paredes de betão armado	23.000 000 contos
Reforço da estrutura através da introdução de elementos metálicos de contraventamento	17.000 000 contos
Reforço da estrutura através do encamisamento com betão projectado dos pilares existentes	29.000 000 contos

Quadro 6.30 – Estimativa de custos associados às intervenções de reforço propostas.

Por observação do quadro 6.30 verifica-se que a solução mais dispendiosa corresponde ao reforço por encamisamento dos pilares, com betão projectado. A solução de reforço com introdução de elementos metálicos, para esta estrutura, é a mais económica.

## CAPÍTULO 7

### Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

No decurso do presente trabalho, foram sendo apresentadas as conclusões correspondentes aos diferentes temas abordados. Deste modo, o presente capítulo reúne apenas as conclusões julgadas mais relevantes, sendo ainda apresentadas algumas considerações gerais, não só em relação ao trabalho efectuado mas também sobre alguns dos assuntos que merecem ser desenvolvidos no futuro.

#### 7.1 Conclusões

Referiu-se no capítulo 2, na sequência da apresentação sumária da actividade sísmica em Portugal, que a ocorrência dos sismos ao longo dos anos foi um factor importante para o desenvolvimento da Regulamentação Sísmica e do tipo de sistemas construtivos utilizados nas diferentes épocas. Foi efectuado um estudo comparativo entre os diferentes regulamentos sísmicos em vigor ao longo dos anos, utilizando-se para esse efeito um exemplo prático. Deste estudo concluiu-se que a regulamentação sísmica tem evoluído no sentido de agravar o valor da solicitação sísmica a considerar nos projectos de estruturas de edifícios. Para além de ter havido uma evolução no valor e métodos de cálculo destas acções, houve também um progresso nas regras construtivas dos elementos estruturais.

Referiu-se no capítulo 3, que a concepção estrutural é um aspecto de grande importância para que as estruturas apresentem um bom comportamento sísmico. Estas devem verificar alguns princípios, evidenciando-se a simplicidade, simetria, uniformidade e regularidade. Os elementos resistentes devem possuir ductilidade suficiente para absorver a acção sísmica e a sua deformabilidade também deve ser limitada. Através da ilustração e análise de danos causados em edifícios de betão armado no sismo de “Northridge – Los Angeles” verificou-se que as causas mais frequentes do mau comportamento destes edifícios são a deficiente pormenorização das armaduras, o espaçamento excessivo da armadura transversal, a excessiva espessura do betão de recobrimento, a existência de colunas curtas e o impacto com edifícios adjacentes de características dinâmicas diferentes.

Referiu-se no capítulo 4, que o projecto de reforço de um edifício à acção sísmica, deve constituir um reforço global de toda a estrutura, de forma a garantir um bom comportamento sísmico da mesma. Referiu-se também que o reforço poderá ser realizado por aumento da resistência ou por aumento da ductilidade dos elementos resistentes, restringindo-se esta tese à primeira situação. Na sequência da apresentação sumária das técnicas de reforço de edifícios para a acção sísmica, refere-se que estas se resumem a duas situações:

- Introdução de novos elementos resistentes, adequado quando a distribuição em planta dos elementos resistentes não cumpre as regras de boa concepção sísmica, ou, quando existe insuficiência no número de elementos resistentes verticais.
- Reforço dos elementos resistentes existentes, adequado quando a estrutura apresenta uma boa concepção sísmica tanto em planta como em alçado.

No capítulo 5 referiram-se os critérios regulamentares de Verificação da Segurança de estruturas de betão armado e fez-se referência à importância da ductilidade em estruturas deste tipo e a sua relação com o coeficiente de comportamento. Desenvolveu-se, ainda, uma metodologia para avaliação da segurança de edifícios existentes com estrutura em betão armado e os critérios para o dimensionamento das soluções de reforço. Em qualquer uma das fases, anteriormente referidas, a metodologia adoptada consiste numa comparação das capacidades disponíveis pela estrutura com as capacidades exigidas pela acção sísmica.

No capítulo 6 efectuou-se o estudo de dois edifícios existentes de betão armado, datados de 1958 (caso de estudo I) e 1971 (caso de estudo II), de acordo com a metodologia desenvolvida no capítulo 5. A primeira fase deste estudo correspondeu à avaliação da segurança das estruturas existentes, correspondendo a segunda fase a uma análise comparativa de três soluções de reforço adoptadas para cada edifício: Introdução de paredes de betão armado, introdução de contraventamentos metálicos e reforço dos pilares existentes por encamisamento com betão. Após análise detalhada dos resultados obtidos destes casos de estudo, refere-se que de um modo geral a solução de reforço que confere às estruturas um melhor comportamento sísmico, corresponde à introdução de paredes de betão armado. Relativamente aos custos directos associados ao reforço refere-se que as soluções com introdução de paredes de betão armado e com contraventamentos metálicos são as que acarretam menores custos. Como o custo

associado ao funcionamento dos edifícios é um factor muito importante na opção por uma determinada solução de reforço, apresenta-se-se em seguida algumas considerações relativamente às soluções estudadas.

As técnicas de construção hoje consideradas tradicionais, baseadas na utilização do betão armado, sendo muito versáteis no domínio da construção nova, apresentam bastantes limitações quando se pretende aplicá-las no domínio do reforço estrutural, em particular do reforço sísmico, devido ao seu carácter fortemente invasivo. De facto os trabalhos preparatórios que são necessários executar, o transporte e armazenamento dos materiais utilizados, o fabrico e aplicação, descofragem e cura de betões, os acabamentos que são necessários fazer, constituem uma série de operações que só são possíveis mediante a desocupação dos edifícios intervencionados. Baseando-se em ligantes hidráulicos, as soluções tradicionais têm de ser “húmidas” o que agrava o seu carácter invasivo. A utilização de perfis de aço de construção nos trabalhos de reforço sísmico, embora permita soluções “secas” ou quase coloca também problemas devido à necessidade de assegurar a sua continuidade entre os sucessivos andares e garantir uma boa ligação à alvenaria.

Refere-se, mais uma vez, e como conclusão que na escolha de uma determinada solução de reforço há que ter em conta três aspectos em simultâneo: o comportamento sísmico da estrutura, os custos directos associados à intervenção e os custos funcionais (resultam da utilização do edifício estar parcial ou mesmo totalmente impedida).

## **7.2 Desenvolvimentos Futuros**

No que diz respeito à globalidade do trabalho desenvolvido e às possíveis indicações para trabalhos futuros, é de salientar:

- a análise de outros casos de estudo, que pode envolver não só outros edifícios como a aplicação de outras técnicas de reforço, nomeadamente fibras de carbono;
- a verificação experimental das soluções estudadas, em termos de comportamento sísmico;
- uma análise mais rigorosa dos custos inerentes às intervenções de reforço, incluindo o custo do impacto deste na utilização do edifício;
- um estudo rigoroso e pormenorizado do reforço das fundações dos edifícios.

## Referências

- [1] “Regulamento para o Emprêgo do Beton Armado”, Imprensa Nacional de Lisboa, 1918.
- [2] “Regulamento do Betão Armado”, Imprensa Nacional de Lisboa, 1935.
- [3] “Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos”, Imprensa Nacional de Lisboa, 1958.
- [4] “Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes”, Imprensa Nacional de Lisboa, 1961.
- [5] “Regulamento de Estruturas de Betão Armado”, Imprensa Nacional de Lisboa, 1967.
- [6] “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado”, Imprensa Nacional – Casa da Moeda de Lisboa, 1984.
- [7] “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes”, Imprensa Nacional – Casa da Moeda de Lisboa, 1984.
- [8] Eurocódigo nº8 “Estruturas em Regiões Sísmicas – Projecto”, Comissão das Comunidades Europeias, Processos Industriais, Outubro 1993.
- [9] Eurocódigo nº 3 “Projecto de Estruturas de Aço”, Fevereiro de 1992.
- [10] Carvalho, E.; Oliveira, C.S.; Costa, A.; Sousa, L.: “Definição da acção sísmica no âmbito do Documento Nacional de Aplicação (DNA) do Eurocódigo8”, 3º Encontro de Sismologia e Engenharia Sísmica, 1999.
- [11] Oliveira, C.S.: “Efeitos dos Sismos sobre as Construções – parte II”, Revista Engenharia e Arquitectura, nº14/15, Abril/Junho 1989, pág. 107-126.
- [12] “Sismologia, sismicidade e risco sísmico. Aplicações em Portugal”, Relatório Integrado nos Estudos do domínio do plano de Investimentos e do plano de edifícios; LNEC, Lisboa Junho 1977.
- [13] Cabrita, A.; Aguiar, J.; Appleton, J.: “Manual de Apoio à Reabilitação de Edifícios do Bairro Alto”, LNEC.
- [14] Borges, J.F.; Ravara, A.: “Estudo do Comportamento de Estruturas de Edifícios sob Acção de Forças Horizontais”, LNEC, Lisboa, 1968.
- [15] “Curso sobre Estruturas de Betão Armado sujeitas à Acção dos Sismos”, LNEC, Lisboa, Junho 1992.
- [16] Neumann, J.V.: “Generalidades y Conceptos Básicos de la Construcción Antisísmica”, Universidad Católica del Perú, departamento de ingeniería, Julho 1974.
- [17] Lopes, M; Azevedo, J.; Oliveira C.S.: “Comportamento de Estruturas Sujetas a Acções Sísmicas”, Apontamentos da disciplina de Engenharia Sísmica, Mestrado em Eng<sup>a</sup> de Estruturas, IST, 1997.
- [18] Manual do programa de cálculo automático SAP90.

- [19] Guerreiro, L.: “Isolamento Sísmico de Edifícios”, Tese de Doutoramento, IST.
- [20] Oliveira, C.S.; Azevedo, J.; Delgado, R.; Costa A.G.; Costa A.C.: “O Sismo de Northridge – Los Angeles, 17 de Janeiro de 1994”.
- [21] Vaz, C.: “Comportamento Sísmico de Pontes com Pilares de Betão Armado”, LNEC, Lisboa, 1993.
- [22] Partridge, D.R.: “The Cost of Earthquake Resistant Design” Tese de Doutoramento, Kingston University, 1996.
- [23] Pompeu Santos, S.: ”Comportamento Sísmico de Estruturas pré-fabricadas”, curso sobre Estruturas de Betão Armado Sujeitas à Acção dos Sismos”, LNEC, Junho 1992.
- [24] Emmons, P.H.: “ Concrete Repair and Maintenance Illustrated “ pág.194-230.
- [25] Stefanos, E.: “ State of the Arte in Repair of Reinforced Concrete Structures”, Tese de Doutoramento, Hingston University, 1998.
- [26] Quintela, A.: “ Contribuição para a História do Betão Armado em Portugal: Primeiras obras”, RPEE N°30, 1989.
- [27] Fragoso, M; Oliveira, C.S.; Pais, A.: “Análise Sísmica de Estruturas com Interação Solo-Estrutura - Parte II, RPEE N°34, 1992.
- [28] Azevedo, J.; Guerreiro, L; “Isolamento de Base em Estruturas Sujeitas à Acção Sísmica.”, RPEE N°38, 1994.
- [29] Saadatmanesh, H; Ehsani, M; Jin, L.: “Repair of Earthquake-Damaged RC Columns With FRP Wraps”, ACI Structural Journal, Março-Abril 1997.
- [30] Gomes, A; Appleton, J.: “Reforço de Estruturas de Betão Armado por Encamisamento de Secções”, RPEE n°42.
- [31] Gomes, A; Appleton, J.: “Reforço de Estruturas de Betão Armado por Adição de Armaduras Exteriores”, RPEE n°41.
- [32] Azevedo, J.; Guerreiro, L. “Reabilitação e Reforço da Torre do Relógio em Santarém”, JPEE 1998.
- [33] Comité Euro-International du Béton, Bulletin d’information n°161, “Response of Structural Concrete Critical Regions Under Large Amplitude Reverse Actions”, Paris, 1983.
- [34] Costa A.; Portela, R.: “Aplicação do EC8 ao cálculo de um edifício de 8 pisos com núcleo de betão armado, Dezembro 1997.
- [35] Gomes, A.; Brito, J.: “ Influência da cintagem dos Pilares na Ductilidade e Aplicação das regras de pormenorização do Eurocódigo 8”, Relatório IC/IST, AI n° 6/96.
- [36] Gomes, A.: “Comportamento e Reforço de elementos de Betão Armado Sujeitos a Acções Cíclicas.” Tese de Doutoramento, IST Julho 1992.
- [37] Val, D.; Bljucer, F.; Yankelevsky, D.: “ Reliability Assessment of Damaged RC Framed Structures”, Journal of Structural Engineering, Julho 1997.

- [38] Martinez-Rueda, J.; Elnashai, A.: “A novel Technique for the Retrofitting of reinforced Concrete Structures”, *Engineering Structures*, Vol.17 1995, pág. 359-371.
- [39] Arnold, C.; “ Reitherman, R. “ Building Configuration and Seismic Design”, 1982.
- [40] Oliveira, C.S.; Cansado Carvalho, E.: “Construção Anti-Sísmica – Edifícios de Pequeno Porte”, LNEC, Lisboa 1997
- [41] Dowrick. D.J.: “Earthquake Resistant Design”, 1977.
- [42] Carvalho Cansado, E; Coelho, E: “Análise Sísmica de Estruturas de Edifícios segundo a Nova Regulamentação – Vol. II e Vol. III”, LNEC, Lisboa, 1984.
- [43] Brito, J.; Cabrita Neves, I.: “Avaliação Estrutural e Reforço de Edifícios de Betão Existentes - Filosofia de segurança”, Apontamentos da disciplina de Estruturas de Edifícios, IST, 1996.
- [44] Bento, R.: “Avaliação do Comportamento Sísmico de Estruturas Porticadas de B.A.” Tese de Doutoramento, IST, Outubro de 1996.
- [45] Neves e Sousa, A.: “Avaliação da Segurança de Pontes sujeitas à Acção Sísmica”, tese de mestrado, IST, 1999.
- [46] Projecto do edifício datado de 1958 (caso de estudo I).
- [47] Projecto do edifício datado de 1971 (caso de estudo II).