

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO DIMENSIONADOS PELO EC8

JOSÉ PEDRO DA COSTA E SILVA

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

Orientador: Professor Doutor Nelson Vila Pouca

Julho de 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

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

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

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, o professor doutor Nelson Vila Pouca, pelo apoio prestado e sábios conselhos que me deu ao longo deste trabalho.

Ao professor Xavier Romão pela sua infinita disponibilidade e paciência com que me ajudou e abdicou de fazer o seu trabalho para resolver os problemas, quase diários, que me foram aparecendo.

Aos professores que tive o prazer de ser aluno da universidade da Beira Interior, que me prepararam e as bases científicas que me fizeram crescer enquanto aluno e pessoa.

Aos meus amigos da universidade da Beira Interior Rui da Silva e Nuno Curto, com os quais partilhei muito bons momentos e muito trabalho.

Aos meus colegas Nuno Pereira, Filipe Caraslindas e Alberto Torres, pela amizade e pelo auxílio prestado ao longo da tese, pelas discussões de ideias onde me proporcionaram evoluir e solucionar problemas.

Aos meus pais e ao meu irmão pelo apoio que me prestaram, com especial relevo para o meu pai, que é a pessoa que me transmitiu os meus valores e me incentivou sempre que as coisas davam errado.

À minha namorada, que foi a pessoa que mais sentiu quando as coisas não corriam bem com o meu péssimo humor, a ela um muito obrigado por todo o apoio ao longo de todo o curso.

RESUMO

A necessidade de um maior controlo sobre o comportamento das estruturas sujeitas à acção sísmica tem vindo a promover o desenvolvimento contínuo da regulamentação nesta matéria. Neste contexto, foi recentemente desenvolvido o Eurocódigo 8 (EC8) no âmbito de aplicação a nível europeu.

A presente tese envolve o dimensionamento sísmico de uma estrutura porticada de betão armado de acordo com as regras preconizadas pelo EC8 sendo, posteriormente, avaliado o comportamento expectável desta estrutura através de análises não lineares dinâmicas envolvendo um modelo 3D da estrutura.

O dimensionamento é efectuado com recurso à análise linear com espectros de resposta. A análise não linear dinâmica envolve a análise da estrutura sujeita a sismos artificiais que actuam separadamente, ou em conjunto, segundo as direcções ortogonais da estrutura.

Na abordagem deste trabalho são apresentados os aspectos teóricos que basearam o dimensionamento da referida estrutura (Dias, 2008), assim como uma breve descrição dos diferentes tipos de análise presentes no EC8 utilizados na análise de estruturas. São apresentados os critérios e princípios da modelação utilizada nas análises linear e não linear, sendo envolvidas nestas análises modelos 3D da estrutura porticada.

A análise comparativa dos resultados pretende validar os resultados obtidos na análise linear elástica bem como as regras de combinação da acção sísmica em duas direcções em simultâneo. Esta análise comparativa recorre à avaliação dos deslocamentos, deslocamentos relativos e do corte basal. Adicionalmente é ainda efectuada uma análise acerca das disposições regulamentares que visam a consideração do comportamento fendilhado das estruturas analisadas para a acção sísmica.

Palavras-chave: EC8, análise linear 3D, análise não linear 3D e coeficiente de comportamento.

ABSTRACT

The requirement for a more efficient control of the behavior of structures under earthquake loading has been leading for the continuous development of seismic design codes. In Europe, such trend has had to the development of the recently published Eurocode 8 (EC8).

The proposed thesis addresses the seismic design of a reinforced concrete framed structure according EC8. Tridimensional nonlinear dynamic analyses are then carried out in order to access the structural performance of the designed structure.

The EC8 based seismic design is performed using linear modal response spectrum analysis according to the code recommendations. Nonlinear dynamic analysis was carried out by analyzing the structure loaded by artificial accelerograms applied in one directions only and also in two orthogonal directions.

The proposed work begins by presenting the theoretical aspects that led to the seismic design of the selected structure (Dias, 2008) and briefly describes the different analysis methods proposed by EC8 for earthquake design. In addition, a description of the selected criteria and of the assumptions made for the tridimensional linear and the nonlinear modeling of the structure is also presented.

A comparison of the results obtained with both type of analysis is then presented with the objective of validating the linear analysis approach, namely the aspects related to the combination of earthquake loading in two orthogonal directions.

This validation of results is made by comparing displacement, inter-storey drift and base shear demands obtained by both types of analysis. In addition to these comparisons, the design code approach for the consideration of the cracked behavior of the structures for seismic analysis is also discussed.

Keywords: EC8, 3D linear analysis, 3D nonlinear analysis and coefficient of behavior.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJECTIVOS	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE	2
 2. TIPO DE ANÁLISE E REGRAS DE DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO DE BETÃO ARMADO	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. ANÁLISES PRECONIZADAS NO EC8	3
2.2.1. MÉTODO DE ANÁLISE POR FORÇAS LATERAIS	3
2.2.2. ANÁLISE MODAL POR ESPECTRO DE RESPOSTA	3
2.2.3. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR (PUSHOVER)	4
2.2.4. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR	6
2.3. COMPARAÇÃO ENTRE A ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR E A ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR	6
2.4. CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS E LIMITAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS RELATIVOS ENTRE PISOS	7
2.5. REGRAS DE DIMENSIONAMENTO DO EC8	7
2.5.1. REGRAS ESPECÍFICAS PARA EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO	8
2.5.1.1. TIPOS ESTRUTURAIS	8
2.5.1.2. COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	8
2.5.1.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	9
2.5.1.3.1. VIGAS	9
2.5.1.3.1.1. RESTRIÇÕES GEOMÉTRICAS	9
2.5.1.3.1.2. EFEITOS DA ACÇÃO DE PROJECTO	10
2.5.1.3.1.3. VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	11
2.5.1.3.2. PILARES	13
2.5.1.3.2.1. RESTRIÇÕES GEOMÉTRICAS	13
2.5.1.3.2.2. EFEITOS DA ACÇÃO DE PROJECTO	13

2.5.1.3.2.3. VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	14
2.5.2. INFLUÊNCIA DO BETÃO FENDILHADO	17

3.TIPO DE ANÁLISE E REGRAS DE DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO DE BETÃO ARMADO 19

3.1. INTRODUÇÃO	19
3.2. ANÁLISE LINEAR	19
3.2.1. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	19
3.2.2. DEFINIÇÃO DAS CARGAS APLICADAS	20
3.2.3. DEFINIÇÃO DAS COMBINAÇÕES DE ACÇÕES	24
3.2.4. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA NA ANÁLISE LINEAR	26
3.2.4.1. LARGURA EFECTIVA DO BANZO	27
3.2.4.2. UTILIZAÇÃO DO DIAFRAGMA RÍGIDO	28
3.2.4.3. DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS NOS ELEMENTOS	28
3.2.4.4. OBTENÇÃO DOS DESLOCAMENTOS RELATIVOS ENTRE PISOS (DRIFT).....	29
3.2.5. DIMENSIONAMENTO DE UM PILAR E DE UMA VIGA.....	29
3.3. ANÁLISE NÃO LINEAR.....	35
3.3.1. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA 3D NA ANÁLISE NÃO LINEAR	35
3.3.1.1. MALHA DE PONTOS CONSIDERADA	35
3.3.1.2. ACÇÕES ESTÁTICAS CONSIDERADAS	37
3.3.1.3. ACÇÃO SÍSMICA	38
3.3.2. INTRODUÇÃO DA MASSA DO MODELO	39
3.3.3. AMORTECIMENTO DA ESTRUTURA	40
3.3.4. MODELO DE COMPORTAMENTO DO MATERIAL BETÃO.....	40
3.1.5. MODELO DE COMPORTAMENTO DO MATERIAL AÇO	43

4.ANÁLISE DE RESULTADOS DA ANÁLISE LINEAR E DA ANÁLISE NÃO LINEAR 45

4.1. INTRODUÇÃO	45
4.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS DA ANÁLISE LINEAR.....	45
4.2.1. FREQUÊNCIAS, PERÍODOS E MODOS DE PARTICIPAÇÃO MODAL DA ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ	45
4.2.2. DESLOCAMENTOS MÁXIMOS DA ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ	47
4.2.3. CORTE BASAL NOS DIFERENTES PISOS DA ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ	49

4.2.4. DESLOCAMENTOS RELATIVOS ENTRE PISOS (DRIFT) DA ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ.....	50
4.2.5. INFLUÊNCIA DA CONSIDERAÇÃO DO BETÃO EM ESTADO NÃO FENDILHADO	52
4.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS DA ANÁLISE NÃO LINEAR.....	55
4.3.1. PERÍODO E FREQUÊNCIA MODAL DA ESTRUTURA	55
4.3.2. DESLOCAMENTOS MÁXIMOS	55
4.3.3. CORTE BASAL	60
4.3.4. DESLOCAMENTO RELATIVO ENTRE PISOS	63
4.3.5. ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO AO NÍVEL DE ALGUNS PILARES	66
 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	 73
5.1. INTRODUÇÃO.....	73
5.2. CONCLUSÃO.....	73
5.3. PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTO FUTURO	74
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	 75
 ANEXOS.....	 77

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - GRÁFICO FORÇA-DESLOCAMENTO DE UMA ESTRUTURA MDOF E DE UMA ESTRUTURA EQUIVALENTE SDOF (KRAWINKLER E SENEVIRATNA, 1998)	5
FIGURA 2.2 - CORTE BASAL VS. DESLOCAMENTO NO TOPO DE UMA ESTRUTURA MDOF, (KRAWINKLER E SENEVIRATNA, 1998)	5
FIGURA 2.3 - VALORES DE CÁLCULO PELA CAPACIDADE REAL DOS ESFORÇOS TRANSVERSOS NAS VIGAS (EC8,2004)	10
FIGURA 2.4 - VALORES DE CÁLCULO PELA CAPACIDADE REAL DO ESFORÇO TRANSVERSO EM PILARES (EC8,2004)	14
FIGURA 2.5 – ESQUEMA DO CONFINAMENTO DO NÚCLEO DE UMA SECÇÃO DE BETÃO (EC8, 2004)	17
 FIGURA 3.1 - PLANTA DO EDIFÍCIO	19
FIGURA 3.2 - CORTE TRANSVERSAL 1-1 NA DIRECÇÃO Y	20
FIGURA 3.3 - ZONAMENTO SÍSMICO DA NP EN 1998-1	21
FIGURA 3.4 - ESPECTROS DE RESPOSTA ELÁSTICO, DE PROJECTO E DE SERVIÇO TIPO I	24
FIGURA 3.5 - ESPECTROS DE RESPOSTA ELÁSTICO, DE PROJECTO E DE SERVIÇO TIPO II	24
FIGURA 3.6 – MODELO 3D ANALISADO NA ANÁLISE LINEAR (SAP 2000 v14.0.0).....	26
FIGURA 3.7 - DEFINIÇÃO DO BANZO EFECTIVO DAS VIGAS (MIMOSO, 2008).....	27
FIGURA 3.8 - MODO DE DISTRIBUIÇÃO DAS ACÇÕES DA LAJE NAS VIGAS	28
FIGURA 3.9 - TRANSFORMAÇÃO DA CARGA TRIANGULAR NUMA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA	28
FIGURA 3.10 - MACRO ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS PARA A OBTENÇÃO DOS DESLOCAMENTOS RELATIVOS ENTRE PISOS	29
FIGURA 3.11 – DISTRIBUIÇÃO DA ARMADURA NAS SECÇÕES DOS PILARES	33
FIGURA 3.12 - FORMAÇÃO DE RÓTULAS PLÁSTICAS NO PÓRTICO, À ESQUERDA NOS PILARES, À DIREITA NAS VIGAS	34
FIGURA 3.13 - CORTE TRANSVERSAL NA DIRECÇÃO X, COM DISCRETIZAÇÃO UTILIZADA	36
FIGURA 3.14 - PLANTA COM DISCRETIZAÇÃO DOS ELEMENTOS	36
FIGURA 3.15 - SISMO ARTIFICIAL 1	38
FIGURA 3.16 - SISMO ARTIFICIAL 2	39
FIGURA 3.17 - SISMO ARTIFICIAL 3.....	39
FIGURA 3.18 - CURVA DE COMPORTAMENTO DO BETÃO, (ADAPTADO DE MAZZONI ET AL, 2007)	40
FIGURA 3.19 - CURVA DE COMPORTAMENTO PARA A SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO BETÃO (ADAPTADO DE VILA POUCA, N., 2001)	41

FIGURA 3.20 - CURVA COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO DO BETÃO NÃO CONFINADO E CONFINADO (ADAPTADO DE VILA POUCA, N., 2001).....	42
FIGURA 3.21 - CURVA DE COMPORTAMENTO DO AÇO ADOPTADA (ADOPTADO DE BENTO, 1996; GOME E APPLETON, 1997)	43
FIGURA 4.1 - 1º MODO DE VIBRAÇÃO.....	46
FIGURA 4.2 - 2º MODO DE VIBRAÇÃO	46
FIGURA 4.3 - DESLOCAMENTO MÁXIMO NA DIRECÇÃO X DA ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ.....	47
FIGURA 4.4 - DESLOCAMENTO MÁXIMO NA DIRECÇÃO Y DA ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ.....	48
FIGURA 4.5 - CORTE BASAL MÁXIMO NA DIRECÇÃO X DA ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ.....	49
FIGURA 4.6 - CORTE BASAL MÁXIMO NA DIRECÇÃO Y DA ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ.....	49
FIGURA 4.7 - DESLOCAMENTO RELATIVO MÁXIMO ENTRE PISOS NA DIRECÇÃO X DA ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ	50
FIGURA 4.8 - DESLOCAMENTO RELATIVO MÁXIMO ENTRE PISOS NA DIRECÇÃO Y DA ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ	51
FIGURA 4.9 - DESLOCAMENTO RELATIVO MÁXIMO DE SERVIÇO ENTRE PISOS NA DIRECÇÃO X DA ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ	51
FIGURA 4.10 - DESLOCAMENTO RELATIVO MÁXIMO DE SERVIÇO ENTRE PISOS NA DIRECÇÃO Y DA ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ	51
FIGURA 4.11 - CORTE BASAL MÁXIMO NA DIRECÇÃO X COM MÓDULO DE ELASTICIDADE INICIAL	53
FIGURA 4.12 - CORTE BASAL MÁXIMO NA DIRECÇÃO Y COM MÓDULO DE ELASTICIDADE INICIAL	53
FIGURA 4.13 - DESLOCAMENTO NA DIRECÇÃO X PERANTE A ACÇÃO DO SISMO ARTIFICIAL 1	56
FIGURA 4.14 - DESLOCAMENTO NA DIRECÇÃO Y PERANTE A ACÇÃO DO SISMO ARTIFICIAL 1.....	56
FIGURA 4.15 - DESLOCAMENTO NA DIRECÇÃO X PERANTE A ACÇÃO DO SISMO ARTIFICIAL 2	57
FIGURA 4.16 - DESLOCAMENTO NA DIRECÇÃO Y PERANTE A ACÇÃO DO SISMO ARTIFICIAL 2.....	57
FIGURA 4.17 - DESLOCAMENTO NA DIRECÇÃO X PERANTE A ACÇÃO DO SISMO ARTIFICIAL 3.....	58
FIGURA 4.18 - DESLOCAMENTO NA DIRECÇÃO Y PERANTE A ACÇÃO DO SISMO ARTIFICIAL 3.....	58
FIGURA 4.19 - CORTE BASAL NA DIRECÇÃO X REGISTADO COM O SISMO ARTIFICIAL 1	60
FIGURA 4.20 - CORTE BASAL NA DIRECÇÃO Y REGISTADO COM O SISMO ARTIFICIAL 1	61
FIGURA 4.21 - CORTE BASAL NA DIRECÇÃO X REGISTADO COM O SISMO ARTIFICIAL 2.....	61
FIGURA 4.22 - CORTE BASAL NA DIRECÇÃO Y REGISTADO COM O SISMO ARTIFICIAL 2.....	61
FIGURA 4.23 - CORTE BASAL NA DIRECÇÃO X REGISTADO COM O SISMO ARTIFICIAL 3	62

FIGURA 4.24 - CORTE BASAL NA DIRECÇÃO Y REGISTADO COM O SISMO ARTIFICIAL 3	62
FIGURA 4.25 - DESLOCAMENTO RELATIVO ENTRE PISOS NA DIRECÇÃO X PROVOCADOS PELO SISMO ARTIFICIAL 1	63
FIGURA 4.26 - DESLOCAMENTO RELATIVO ENTRE PISOS NA DIRECÇÃO Y PROVOCADOS PELO SISMO ARTIFICIAL 1	64
FIGURA 4.27 - DESLOCAMENTO RELATIVO ENTRE PISOS NA DIRECÇÃO X PROVOCADOS PELO SISMO ARTIFICIAL 2	64
FIGURA 4.28 - DESLOCAMENTO RELATIVO ENTRE PISOS NA DIRECÇÃO Y PROVOCADOS PELO SISMO ARTIFICIAL 2	64
FIGURA 4.29 - DESLOCAMENTO RELATIVO ENTRE PISOS NA DIRECÇÃO X PROVOCADOS PELO SISMO ARTIFICIAL 3	65
FIGURA 4.30 - DESLOCAMENTO RELATIVO ENTRE PISOS NA DIRECÇÃO Y PROVOCADOS PELO SISMO ARTIFICIAL 3	65
FIGURA 4.31 – CURVATURA EM QUE OCORRE A CEDÊNCIA DAS SECÇÕES DOS PILARES CONSIDERADOS.....	67
FIGURA 4.32 – NUMERAÇÃO DOS PILARES	67
FIGURA 4.33 – DEFORMAÇÃO NA BASE DO PILAR 1 (SECÇÃO P1) COM A ACTUAÇÃO SÍSMICA NA DIRECÇÃO X	68
FIGURA 4.34 – DEFORMAÇÃO NA BASE DO PILAR 1 (SECÇÃO P1) COM A ACTUAÇÃO SÍSMICA NA DIRECÇÃO Y	68
FIGURA 4.35 – DEFORMAÇÃO NA BASE DO PILAR 3 (SECÇÃO P3) COM A ACTUAÇÃO SÍSMICA NA DIRECÇÃO X	68
FIGURA 4.36 – DEFORMAÇÃO NA BASE DO PILAR 3 (SECÇÃO P3) COM A ACTUAÇÃO SÍSMICA NA DIRECÇÃO Y	69
FIGURA 4.37 – DEFORMAÇÃO NA BASE DO PILAR 8 (SECÇÃO P3) COM A ACTUAÇÃO SÍSMICA NA DIRECÇÃO X	69
FIGURA 4.38 – DEFORMAÇÃO NA BASE DO PILAR 8 (SECÇÃO P3) COM A ACTUAÇÃO SÍSMICA NA DIRECÇÃO Y	69
FIGURA 4.39 – DEFORMAÇÃO NO TOPO DO PILAR 1 (SECÇÃO P1) COM A ACTUAÇÃO SÍSMICA NA DIRECÇÃO X	70
FIGURA 4.40 – DEFORMAÇÃO NO TOPO DO PILAR 1 (SECÇÃO P1) COM A ACTUAÇÃO SÍSMICA NA DIRECÇÃO Y	70
FIGURA 4.41 – DEFORMAÇÃO NO TOPO DO PILAR 3 (SECÇÃO P3) COM A ACTUAÇÃO SÍSMICA NA DIRECÇÃO X	70
FIGURA 4.42 – DEFORMAÇÃO NO TOPO DO PILAR 3 (SECÇÃO P3) COM A ACTUAÇÃO SÍSMICA NA DIRECÇÃO Y	71
FIGURA 4.43 – DEFORMAÇÃO NO TOPO DO PILAR 8 (SECÇÃO P3) COM A ACTUAÇÃO SÍSMICA NA DIRECÇÃO X	71
FIGURA 4.44 – DEFORMAÇÃO NO TOPO DO PILAR 8 (SECÇÃO P3) COM A ACTUAÇÃO SÍSMICA NA DIRECÇÃO Y	71

ÍNDICE DE QUADROS

QUADRO 2.1 - VALOR BÁSICO DO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO PARA SISTEMAS ESTRUTURAIS REGULARES EM ALTURA (EC8)	9
QUADRO 2.2 - QUADRO RESUMO DAS DISPOSIÇÕES RELATIVAS À ARMADURA LONGITUDINAL PARA VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO NAS VIGAS	11
QUADRO 2.3 - QUADRO RESUMO DAS REGRAS RELATIVAS À ARMADURA TRANSVERSAL PARA VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DA VIGA	12
QUADRO 2.4 - QUADRO RESUMO DAS REGRAS RELATIVAS À ARMADURA LONGITUDINAL PARA VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DO PILAR	15
QUADRO 2.5 - QUADRO RESUMO DAS REGRAS RELATIVAS À ARMADURA TRANSVERSAL PARA VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DO PILAR	16
QUADRO 3.1 - DIMENSÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	20
QUADRO 3.2 - CARGAS VERTICAIS APLICADAS NA ESTRUTURA	21
QUADRO 3.3 - PARÂMETROS DEFINIDORES DO ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO (CARVALHO, 2007)	22
QUADRO 3.4 - COMBINAÇÕES CONSIDERADAS E COEFICIENTES UTILIZADOS	26
QUADRO 3.5 - DIMENSÕES DA SECÇÃO EQUIVALENTE DAS VIGAS	27
QUADRO 3.6 - ESFORÇOS MÁXIMOS DE DIMENSIONAMENTO NO PILAR	30
QUADRO 3.7 - ESFORÇOS MÁXIMOS DE DIMENSIONAMENTO NA VIGA	31
QUADRO 3.8 - ARMADURA LONGITUDINAL DA VIGA	31
QUADRO 3.9 - ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO DA VIGA	32
QUADRO 3.10 - ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO DA VIGA	32
QUADRO 3.11 - ARMADURA LONGITUDINAL DO PILAR	32
QUADRO 3.12 - ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO PILAR	33
QUADRO 3.13 - DIMENSÃO DOS ELEMENTOS UTILIZADOS	37
QUADRO 3.14 - CARGAS APLICADAS NOS ELEMENTOS	38
QUADRO 3.15 - MASSA DISTRIBUÍDA NAS VIGAS	40
QUADRO 3.16 - PROPRIEDADES DO BETÃO CONFINADO	40
QUADRO 3.17 - CARACTERÍSTICAS DOS DIFERENTES TIPOS DE BETÃO CONFINADO	42
QUADRO 3.18 - PROPRIEDADES DO AÇO	43
QUADRO 4.1 - PERÍODOS, FREQUÊNCIAS MODAIS E FACTORES DE PARTICIPAÇÃO MODAL DA ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ	45
QUADRO 4.2 - VALORES DO DESLOCAMENTO MÁXIMO DA ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ	48
QUADRO 4.3 - PERÍODOS E FREQUÊNCIAS MODAIS COM MÓDULO DE ELASTICIDADE INICIAL	52

QUADRO 4.4 - DESLOCAMENTO MÁXIMO COM MÓDULO DE ELASTICIDADE INICIAL	53
QUADRO 4.5 - DIFERENÇA DE CORTE BASAL ENTRE A ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ E A ESTRUTURA COM MÓDULO DE ELASTICIDADE INICIAL	54
QUADRO 4.6 - DESLOCAMENTOS RELATIVOS ENTRE PISOS NA ESTRUTURA COM MÓDULO DE ELASTICIDADE INICIAL.....	54
QUADRO 4.7 - FREQUÊNCIAS E PERÍODOS DE VIBRAÇÃO DA ESTRUTURA DA ANÁLISE NÃO LINEAR	55
QUADRO 4.8 - DESLOCAMENTO MÁXIMO REGISTADO COM CADA ACELEROGRAMA	59
QUADRO 4.9 – VALORES MÉDIOS DO DESLOCAMENTO MÁXIMO	59
QUADRO 4.10 – DRIFT MÁXIMO REGISTADO DURANTE OS 3 SISMOS ARTIFICIAIS	65

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A engenharia sísmica tem registado uma evolução considerável ao longo das últimas décadas. Esta evolução reflectiu-se em diversos aspectos do dimensionamento sísmico, nomeadamente ao nível do desenvolvimento de regulamentação especializada que integra as mais recentes tendências da investigação. Neste contexto, em termos de normalização europeia, foram desenvolvidos os Eurocódigos Estruturais que contemplam no volume 8, o Eurocódigo 8 (EC8) (CEN, 2004) o projecto de estruturas sismo-resistentes. A nível nacional, o EC8 vem substituir o Regulamento de Segurança e Acções (RSA) (Porto Editora, 1983), colmatando, desta forma, algumas lacunas deste regulamento e reflectindo práticas mais actuais do dimensionamento sísmico.

O EC8 envolve um conjunto de procedimentos considerados exigentes, introduzindo, no entanto, a possibilidade de realizar tipos de análise menos comuns em projecto. Assim, o EC8 introduz a possibilidade de realizar análises não lineares, quer estáticas (*pushover*), quer dinâmicas. Este tipo de análises permite realizar uma avaliação mais realista do comportamento das estruturas, representando de forma mais fiável a sua resposta quando sujeita a acções sísmicas. Assim, é possível obter uma representação mais fiável das exigências de deformação plástica, de dissipação de energia e dos mecanismos de colapso que podem vir a ser formados. Uma das vantagens da utilização de análises não lineares está relacionada com a possibilidade de serem utilizadas como meio de aferir algumas disposições regulamentares, como por exemplo a validade dos valores de coeficiente de comportamento propostos pela regulamentação. Neste contexto, a introdução deste tipo de análises no contexto do projecto sismo-resistente permite, assim, obter um maior controlo sobre o comportamento duma estrutura em fase de projecto.

A estrutura que constitui o caso de estudo da presente tese já foi estudada em anteriores trabalhos, nomeadamente, por Carlos Dias (Dias, 2008), em que estudou as diferentes prescrições do EC8 para as diferentes classes de ductilidade. Na presente tese faz-se o estudo da mesma estrutura dimensionada segundo o EC8 para ductilidade média, avaliando-se o seu comportamento sísmico, para isso são utilizados modelos numéricos 3D e efectuadas análise lineares elásticas e análises não lineares dinâmicas.

1.2. OBJECTIVOS

A presente tese tem como objectivos principais verificar a necessidade de se utilizar a análise não linear na fase de projecto e verificar a validade dos resultados da análise linear correntemente utilizada no dimensionamento. Atendendo ao considerável acréscimo de trabalho envolvido na realização de análises não lineares, torna-se necessário avaliar que tipo de benefícios podem ser obtidos na sua utilização corrente associada ao dimensionamento sísmico de estruturas. Neste contexto, um dos aspectos focados estará ligado ao valor do coeficiente de comportamento considerado na estrutura em análise. Por outro lado, serão igualmente avaliadas

as diferenças ao nível do comportamento estrutural provenientes da consideração duma modelação numérica que envolve a representação da estrutura num estado fendilhado, tal como proposto pelo EC8, e que se materializa com a redução de 50% do módulo de elasticidade do material betão. A estrutura é avaliada recorrendo a análises 3D, que implicam um maior volume de trabalho, de modo a aferir a validade das análises planas que o EC8 permite efectuar.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

A presente tese divide-se em 5 capítulos, sendo o primeiro referente à introdução, os quais são em seguida, sumariamente, descritos.

No Capítulo 2 são apresentados os diferentes tipos de análise permitidas pela regulamentação, o EC8, assim como as principais imposições para o dimensionamento das vigas e dos pilares de uma estrutura de ductilidade média. São também apresentados os diferentes tipos de estrutura consideradas no EC8 e é apresentada uma abordagem acerca da consideração duma estrutura de betão armado num estado fendilhado.

No Capítulo 3 são apresentados os aspectos mais relevantes relativos à modelação na fase de análise linear da estrutura e na fase da análise não linear. São ainda apresentados os resultados do dimensionamento do pilar e da viga central do primeiro piso da estrutura estudada.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados das análises linear e não linear da estrutura. É ainda realizada a comparação entre os resultados da análise linear da estrutura fendilhada e não fendilhada. Finalmente, apresenta-se uma comparação entre o comportamento resultante da análise linear e da análise não linear.

No Capítulo 5 são apresentadas as conclusões obtidas ao longo da tese e são efectuados alguns comentários finais acerca de possíveis propostas para desenvolvimentos futuros.

2

MÉTODOS DE ANÁLISE E REGRAS DE DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ACORDO COM O EC8

2.1. Introdução

No presente capítulo são abordados os métodos de análise considerados neste trabalho, contextualizados no âmbito do EC8. São, ainda, apresentados os aspectos relativos ao dimensionamento sísmico considerado da estrutura com base nas regras definidas pelo EC8.

2.2. Análises preconizadas no EC8

2.2.1. Método de análise por forças laterais

Este é um método simplificado que apenas pode ser utilizado para estruturas que não sejam afectados pelos modos de vibração mais altos, em que é considerada uma excentricidade accidental em cada piso.

Este método só é aplicável a edifícios muito regulares, quer em geometria, quer na distribuição de rigidez e na distribuição da massa, com períodos de vibração inferiores a dois segundos.

2.2.2. Análise modal por espectro de resposta

Este método de análise deve ser utilizado nos casos em que a geometria não cumpre os requisitos do método de análise das forças laterais, devem ser consideradas todas as respostas dos modos de vibração que contribuam de forma significativa para a resposta global da estrutura, para esse efeito, é considerado uma contribuição importante dos modos se, a soma das massas modais efectivas superiores a 90% da massa global da estrutura e todas as massas modais superiores a 5% são consideradas, no caso tridimensional estes parâmetros têm de ser verificados em cada uma das direcções. No caso de estas condições não se verificarem o número de modos de vibração tem de ser definido da seguinte forma:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (2.1)$$

$$T_k \leq 0.20 \text{ s} \quad (2.1)$$

Onde,

k é o número de modos considerados;

n é o número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida

T_k é o período do modo k;

Na determinação da combinação das respostas modais, dois modos de vibração podem ser considerados independentes desde que se cumpra a condição, o modo de vibração seguinte tiver um período de vibração, igual ou inferior, a 90% do modo de vibração anterior. No caso de não

se verificar esta condição terá de se proceder a uma solução mais complexa como por exemplo a combinação quadrática completa.

Quando é adoptado um modelo de análise espacial têm de ser considerados os efeitos acidentais de torção, que provocam momentos torsores na estrutura estes momentos torsores são acautelados pelo EC8, da seguinte forma:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (2.3)$$

Onde,

M_{ai} é o momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i;

e_{ai} excentricidade acidental da massa no piso i;

F_i força horizontal aplicada no piso i, para todas as direcções consideradas;

O valor M_{ai} deve ser considerado com os dois sinais, positivo e negativo, de forma a caracterizar, convenientemente, o efeito da excentricidade das massas. A combinação sísmica é considerada de acordo com as equações (2.4) e (2.5).

$$E_{EDX} + 0.30 \cdot E_{EDY} \quad (2.4)$$

$$0.30 \cdot E_{EDX} + E_{EDY} \quad (2.5)$$

Onde,

“+” – Significa combinar com;

E_{EDX} – Representa os esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

E_{EDY} – Representa os esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal y escolhido para a estrutura.

2.2.3. Análise estática não linear (Pushover)

A análise estática não linear tem um forte base teórica, baseia-se no facto de a resposta da estrutura poder ser relacionada com a resposta de um sistema de um grau de liberdade (SDOF), isto implica que a resposta da estrutura seja dominada pelo primeiro modo de vibração e que a deformada deste se mantenha constante, esta abordagem não é exacta, no entanto, estas simplificações fornecem bons resultados para o máximo da resposta sísmica para uma estrutura de vários graus de liberdade (MDOF), figura 2.1.

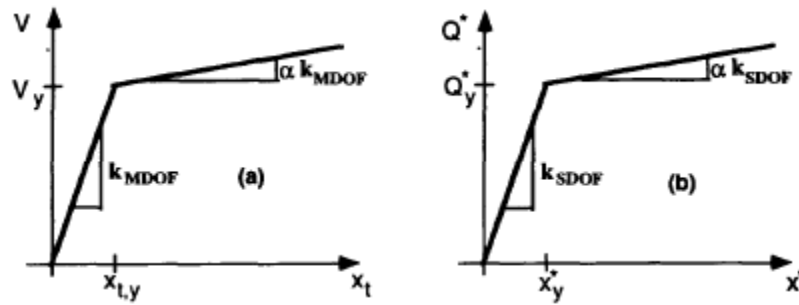


Figura 2.1 Gráfico Força-Deslocamento de uma estrutura MDOF e de uma estrutura equivalente SDOF (Krawinkler e Seneviratna, 1998)

Onde,

x é o deslocamento da estrutura no topo;

k_{MDOF} e k_{SDOF} são a rigidez da estrutura de vários graus de liberdade e de um grau de liberdade, respectivamente;

$x_{t,y}$ e x_y^* são o ponto onde a estrutura de vários graus de liberdade e de um grau de liberdade, respectivamente, atingem a cedência;

α é o coeficiente que define a rigidez do ramo de endurecimento da resposta;

V_y e Q_y^* são o valor do corte basal no instante da cedência da estrutura de vários graus de liberdade e de um grau de liberdade, respectivamente;

O objectivo de uma análise estática linear é avaliar a capacidade resistente do sistema estrutural, estimar os esforços e a deformação durante o sismo. Pode ser visto como um método de prever as forças sísmicas e as deformações, fornece dados que permitem avaliar a capacidade de deformação plástica da estrutura.

A informação da análise estática não linear é apresentada normalmente através de um gráfico corte basal vs. deslocamento no topo, figura 2.2.

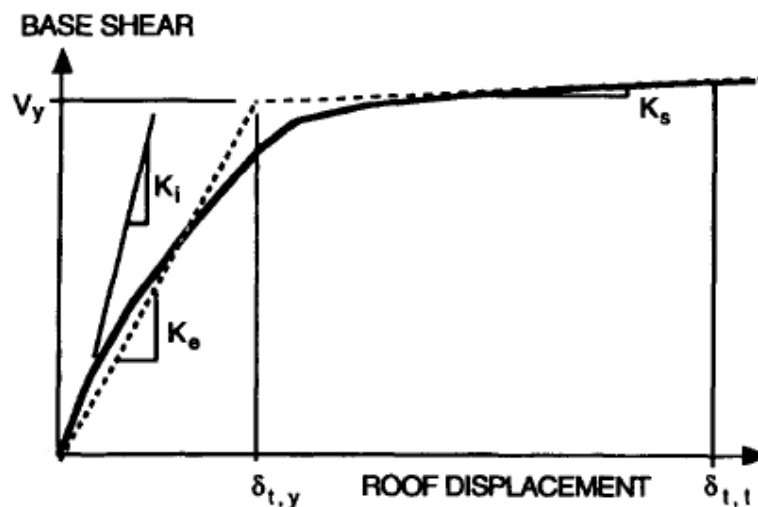


Figura 2.2 Corte basal vs. deslocamento no topo de uma estrutura MDOF, (Krawinkler e Seneviratna, 1998)

Onde,

K_i , K_e , e K_s são a rigidez inicial, elástica e plástica da estrutura.

Para a análise estática não linear é determinado, cuidadosamente, um valor de deslocamento máximo correspondente com um sistema de um grau de liberdade. Assim, este valor é sempre um valor aproximado, e como é só assumido que a resposta da estrutura é controlada pelo primeiro modo de vibração, os resultados obtidos são bastante aproximados, para períodos de vibração inferiores a dois segundos, fornecendo valores acertados em análise elástica e conservativos na análise não linear.

A determinação do carregamento lateral da estrutura é bastante importante, visto que, este tem de representar as forças de inércia aplicadas na estrutura durante o sismo, pois é certo que a distribuição das forças de inércia vão variar com a intensidade do sismo. Segundo (Barros, R. C. e Almeida, R., 2005), este carregamento lateral monotónico é muito eficaz com estruturas que respondem, essencialmente, ao primeiro modo de vibração mas perde eficiência quando os modos de vibração mais altos são relevantes na resposta da estrutura, para minimizar este problema é necessário criar um carregamento lateral que conte com a percentagem de cada modo de vibração na resposta elástica da estrutura. É possível observar que com o carregamento lateral multimodal, os resultados obtidos na resposta máxima do edifício são mais acertados e mais fiáveis que os da análise estática não linear normal.

2.2.4. Análise dinâmica não linear

Segundo o EC8, a resposta da estrutura no tempo pode ser obtida utilizando acelerogramas, reais ou artificiais, que representam os movimentos do terreno. Os elementos estruturais devem ser dimensionados de forma a poderem dissipar energia na deformação plástica dos elementos.

Se forem efectuados sete análises, deve ser adoptado o valor médio para o valor de cálculo da acção sísmica, caso o número de análise seja inferior deve ser adoptado o valor máximo das acções, o mais desfavorável.

Na combinação das acções sísmicas devem ser consideradas as componentes horizontais da acção sísmica a actuarem, simultaneamente. Pelo contrário os parâmetros da resposta devem ser avaliados em direcções separadas. A combinação das acções sísmicas deve ser elaborada da forma apresentada nas equações (2.4) e (2.5).

2.3. Comparação entre a análise estática não linear e a análise dinâmica não linear

A análise estática não linear é muito mais rápida de implementar do que a análise dinâmica não linear. Em estruturas tridimensionais com distribuição assimétrica de massa a análise estática não linear proporciona resultados sobrestimados da resposta sísmica da estrutura. Em estruturas onde os modos mais altos têm contribuições importantes torna-se útil utilizar a análise estática não linear com carregamento multimodal.

Segundo, (Mwafy, A. M. e Elnashai, A. S., 2001), a análise estática não linear é mais apropriada para estruturas porticadas de pouca altura e de baixo período. Para edifícios bem dimensionados os resultados da análise estática não linear apresentam uma boa correlação com os resultados da análise dinâmica não linear.

A análise dinâmica não linear permite conhecer a histerese da estrutura, global e localmente, assim como ter em consideração a influência dos modos de vibração mais altos. Apesar das aparentes vantagens face à análise estática não linear o nível de complexidade e a elevada exigência ao nível de recursos fazem com que o uso desta metodologia só se justifique em determinados contextos, como por exemplo em trabalhos de investigação e em casos em que as estruturas sejam muito complexas.

2.4. Cálculo de deslocamentos e limitação dos deslocamentos relativos entre pisos

No enquadramento da análise linear efectuada com espectro de resposta de projecto, o deslocamento real da estrutura é determinado pela equação (2.6)

$$d_{real} = q \cdot d_{projecto} \quad (2.6)$$

Onde,

d_{real} – Deslocamento real de um ponto da estrutura devido à acção sísmica a que este se encontra sujeita;

q - Coeficiente de comportamento da estrutura;

$d_{projecto}$ - Deslocamento de um ponto da estrutura, devido à acção sísmica a que este se encontra sujeito, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de projecto.

O EC8 impõe ainda limites para o valor máximo do deslocamento relativo entre pisos, esta imposição visa que a estrutura após o abalo sísmico se encontre num estado que seja, economicamente, viável a sua recuperação, para tal determina através da equação (2.7) o limite de deslocamento relativo entre pisos permitido.

$$d_r \cdot v \leq 0.005 \cdot h \quad (2.7)$$

Onde,

d_r - Deslocamento relativo entre pisos obtido a partir de d_{real} ;

v – Coeficiente redutor que depende da zona do país e da classe de importância do edifício;

h - Altura do piso.

Os valores de v adoptados no anexo nacional são os recomendados pelo EC8, sendo 0,4 para edifícios de classe de importância 3 ou 4 e 0,5 para edifícios da classe de importância 1 ou 2.

2.5. Regras de dimensionamento do EC8

O EC8, tem no seu âmbito geral, a preocupação e objectivo primordial de evitar perdas de vidas humanas. No entanto tem mais duas claras preocupações/exigências, que se prendem com o desempenho da estrutura durante o sismo, uma destas exigências é a limitação dos danos após um abalo sísmico, a outra é que as estruturas mais importantes, como é o caso dos hospitais, mantenham os serviços primários plenamente operacionais.

2.5.1. Regras específicas para edifícios de betão armado

2.5.1.1 TIPOS ESTRUTURAIS

Os tipos estruturais preconizados no EC8 são:

- Sistema de Paredes – sistema estrutural no qual os carregamentos verticais e laterais são principalmente resistidos por paredes estruturais, sejam elas acoplado ou não, no qual a resistência ao esforço transversal do edifício na base excede 65% do total de resistência ao esforço transversal do sistema estrutural. A parcela de esforço transversal resistente referida pode no entanto ser substituída pela fracção das forças de corte presentes na combinação que envolve a acção sísmica;
- Sistema de Paredes Acopladas - sistema estrutural composto por duas ou mais paredes, unidas num padrão regular por vigas de adequada ductilidade, capazes de reduzir até um máximo de 25% o somatório dos momentos de flexão na base das paredes individuais em relação ao caso de estas estarem a actuar separadamente;
- Pórticos - sistema estrutural no qual os carregamentos verticais e laterais são, principalmente, resistidos por pórticos espaciais, nos quais a resistência ao esforço transversal do edifício na base excede 65 % o do total de resistência ao esforço transversal do sistema estrutural;
- Estruturas mistas pórtico-parede - sistema estrutural em que a carga vertical é essencialmente resistida por um pórtico espacial e a resistência a cargas laterais é providenciada em parte pelo pórtico e em parte por paredes estruturais, sejam elas acopladas ou não;
- Sistema torsionalmente flexível - Sistema de paredes ou estruturas mistas pórtico-parede que não possuem um mínimo de rigidez à torção;
- Sistemas de pêndulo invertido - sistema em que 50% ou mais da massa se localiza no terço superior da altura da estrutura, ou no qual a dissipação de energia tem lugar sobretudo na base de um único elemento do edifício.

2.5.1.2 Coeficientes de comportamento em estruturas de betão armado

A equação que define o valor do coeficiente de comportamento da estrutura às acções sísmicas horizontais é apresentada na equação (2.8)

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5 \quad (2.8)$$

Onde,

q_0 - Valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo de sistema estrutural e da regularidade em altura

k_w - Coeficiente que reflecte o modo de rotura predominante no caso de sistemas estruturais com paredes, este coeficiente varia entre 0,5 para sistemas de paredes e 1 para sistemas porticados ou mistos equivalentes a pórticos.

Os valores básicos de coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura estão apresentados no quadro 2.1.

Quadro 2.1 Valor básico do coeficiente de comportamento para sistemas estruturais regulares em altura (EC8)

Sistema Estrutural	DCM	DCH
Porticado, Misto e Paredes Acopladas	$3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Paredes não acopladas	3,0	$4,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistemas de pêndulo invertido	1,5	2,0

Onde,

α_1 - Valor pelo qual a acção sísmica horizontal de projecto é multiplicada de forma a atingir pela primeira vez a resistência à flexão de qualquer elemento da estrutura, enquanto todas as outras acções de projecto não sofrem alterações.

α_u - Valor pelo qual a acção sísmica horizontal de projecto é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficientes para provocar instabilidade global da estrutura, enquanto todas as outras acções não sofrem alterações. O coeficiente α_u pode ser obtido por uma análise estática não linear (pushover) global.

α_u / α_1 - Quociente entre a força que provoca a formação da primeira rótula plástica e a força que leva à formação de um mecanismo, reflectindo então a sobre-resistência da estrutura, ou seja, o endurecimento que esta experimenta após a formação da primeira rótula plástica. Este quociente está limitado no EC8 ao valor máximo de 1.5. No entanto para a estrutura em análise, um edifício porticado com vários pisos, o EC8 determina o valor de 1.3.

2.5.1.3. Verificação de segurança nos elementos estruturais

Neste ponto são apresentadas algumas das regras mais importantes para a verificação da segurança presentes no EC8 e no EC2 (CEN, 2004), relativas às vigas e aos pilares, são abordados os condicionantes geométricos, a quantificação das acções de dimensionamento e as verificações de estado limite último.

2.5.1.3.1 Vigas

2.5.1.3.1.1. Restrições geométricas

As restrições geométricas que o EC8 impõe para as vigas são essencialmente para a largura das vigas, equação (2.9). A excentricidade da viga em relação ao pilar também tem de ser controlada de forma a permitir uma correcta dissipação dos momentos cíclicos de uma viga sísmica primária para o pilar, de modo a satisfazer esta condição é necessário garantir que a distância ao centro de gravidade dos dois elementos não é superior a $b_c/4$.

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2 \cdot b_c\} \quad (2.9)$$

Onde,

b_w - Largura da alma da viga;

b_c - A maior dimensão transversal do pilar, normal ao eixo longitudinal da viga;

h_w - Altura da viga.

2.5.1.3.1.2. Efeitos da acção de projecto

Os valores dos esforços, axial e momentos flectores, podem ser tratados, directamente, da análise da estrutura, no caso do esforço transverso, este, deve ser calculado de acordo com a capacidade real da estrutura com base na acção da carga transversal da viga e dos momentos aplicados nas extremidades, $M_{i,d}$, de modo a que estas possam desenvolver rótulas plásticas uma vez que o objectivo primário é que as rótulas plásticas se formem nas vigas. Os momentos de extremidade nas vigas são obtidos através da equação (2.10).

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) \quad (2.10)$$

Onde,

γ_{Rd} - Coeficiente que tem em conta uma possível sobre-resistência por endurecimento do aço, é assumindo o valor de 1.0 para ductilidade média;

$M_{Rb,i}$ - Valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i , tendo em consideração o sentido da acção sísmica;

$\sum M_{Rc}$ e $\sum M_{Rb}$ - Soma dos valores dos momentos resistentes de cálculo dos pilares e das vigas no nó. O valor de $\sum M_{Rc}$ deve ser avaliado tendo em consideração os esforços axiais nos pilares correspondentes à combinação que envolve a acção sísmica.

Conhecendo os valores máximos dos momentos $M_{i,d}$, positivos e negativos, que se desenvolvem nas extremidades da viga e conhecendo o valor da carga vertical sobre a mesma na combinação sísmica é possível obter os valores máximos e mínimos do esforço transverso.

O método para a obtenção do esforço transverso de cálculo está esquematizado na figura 2.3.

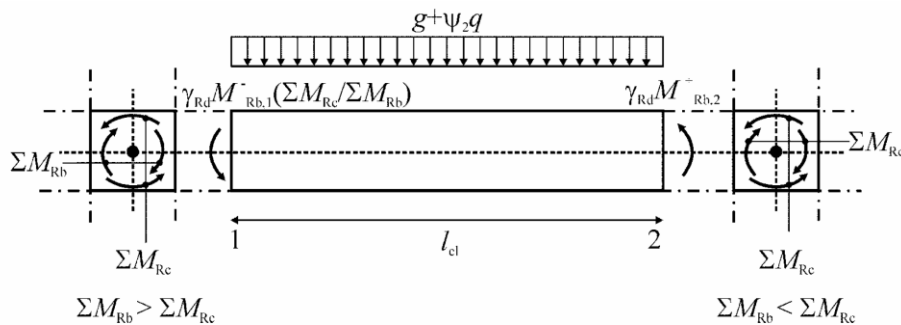


Figura 2.3 Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas (EC8,2004)

O valor de esforço transverso por este método tem de ser, posteriormente, comparado com o valor de esforço transverso obtido para a combinação com a acção variável base a sobrecarga, e depois no dimensionamento deve ser utilizado o maior dos dois valores.

2.5.1.3.1.3. Verificação ao estado limite último

O EC2 e o EC8 determinam um conjunto de regras para o dimensionamento de vigas, para estruturas de ductilidade média (DCM), pois segundo (Dias, 2008) que estudou esta estrutura para as três classes de ductilidade do EC8, a consideração de ductilidade média traduz a melhor relação de custo/qualidade. No quadro 2.2 são apresentadas as principais determinações para a armadura longitudinal das vigas.

Quadro 2.2 Quadro resumo das disposições relativas à armadura longitudinal para verificação do estado limite último nas vigas

Parâmetro	DCM	
l_{crit} (zona crítica)	h_w	(2.11)
	$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$	(2.12)
Armadura máxima de tracção	$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	(2.13)
	(zonas críticas)	
Armadura mínima de compressão (zona crítica)	$\frac{A'_s}{A_s} \geq 0,5$	(2.14)
Armadura mínima de tracção	$A_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d; 0,0013 \cdot b_t \cdot d\right)$	(2.15)
	$\rho_{min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right)$	(2.16)
Armadura mínima por face	$A_s \geq 2\phi 14/face$	(2.17)
Armadura mínima na face inferior	$A_{s,min}^{inf} \geq \frac{A_{s,max}^{inf}}{4}$	(2.18)

Onde,

l_{crit} – Comprimento da região crítica;

h_w - Altura da viga em mm;

A'_s - Área efectiva de armadura na zona de compressão;

A_s - Área efectiva de armadura na zona de tracção;

$A_{s,max}$ - Área máxima de armadura longitudinal de tracção;

A_c - Área da secção transversal da viga;

ρ_{max} - Máxima taxa de armadura de tracção;

ρ' - Taxa de armadura de compressão;

μ_ϕ - Factor de ductilidade relativo à curvatura;

$\varepsilon_{sy,d}$ - Valor de cálculo para a extensão de plastificação do aço;

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado;

d - Altura útil da secção da viga;

Quadro 2.3 Quadro resumo das regras relativas à armadura transversal para verificação do estado limite último da viga

Parâmetro	DCM	
Diâmetro mínimo dos estribos (zona crítica)	$d_{bw} \geq 6\text{mm}$	(2.19)
Espaçamento máximo dos estribos (em geral)	$S_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$	(2.20)
Espaçamento máximo dos estribos (zona crítica)	$S_{l,max} = \min \begin{cases} h_w/4 \\ 24 \cdot d_{bw} \\ 225\text{mm} \\ 8 \cdot d_{bl} \end{cases}$	(2.21)
Posição do primeiro estribo	$S_l \leq 50\text{mm}$	(2.22)
Valor de cálculo do esforço transversal resistente $V_{Rd,c}$ para elementos nos quais não é necessária armadura de esforço transversal	$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$	(2.23)
$V_{Rd,c}$ mínimo	$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	(2.24)
Esforço transversal resistente máximo $V_{Rd,max}$	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot U_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$	(2.25)
Esforço transversal resistente $V_{Rd,s}$	$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$	(2.26)
Valor de $\cot \theta$ para a verificação ao esforço transversal	$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$	(2.27)

Onde,

d_{bw} - Diâmetro dos estribos;

$S_{l,max}$ - Espaçamento máximo entre estribos;

S_l - Distância do primeiro estribo à face do apoio (pilar);

α - Inclinação das armaduras de esforço transversal em relação ao eixo longitudinal da viga;

d_{bl} - Mínimo diâmetro dos varões longitudinais;

z - Braço do binário das forças interiores;

θ - Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga.

A limitação do diâmetro mínimo através da equação (2.19) não é limitativa, pois, regra geral, o diâmetro utilizado é superior. A equação (2.21) que limita o espaçamento máximo entre os estribos, na zona crítica, é bastante limitativa, o que se compreende uma vez que é aí que é exigida maior ductilidade da viga, para que esta forme as rótulas plásticas.

A equação (2.22) referente à posição do primeiro estribo apenas é uma disposição adicional pois em nada altera a quantidade de armadura necessária para a segurança estrutural.

2.5.1.3.2 Pilares

2.5.1.3.2.1. Restrições Geométricas

O EC8 impõe restrições geométricas em pilares relativas às dimensões da secção transversal. Estas dimensões vêm limitadas em função da distância entre o ponto de inflexão e os extremos do pilar, b_c e h_c devem ser maiores que 1/10 dessa distância.

b_c, h_c - Dimensões da secção transversal do pilar.

2.5.1.3.2.2. Efeitos da acção de projecto

Os valores dos esforços, axial e momentos flectores, podem ser tratados, directamente, da análise da estrutura, no caso do esforço transversal, este, deve ser calculado de acordo com a capacidade real da estrutura com base na acção da carga transversal da viga e dos momentos extremidades aplicados $M_{i,d}$, associados à formação das rótulas plásticas para os sentidos negativos e positivos da acção sísmica. O cálculo de $M_{i,d}$ é efectuado com base na capacidade real do pilar e da viga que convergem num nó, de forma a garantir que a rótula plástica se forma na extremidade da viga ou na extremidade do pilar, a equação (2.28) apresenta a expressão para o cálculo do momento de extremidade.

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) \quad (2.28)$$

Onde,

γ_{Rd} - Coeficiente que tem em conta a sobrerresistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão da zona de compressão da secção, assumindo o valor de 1,1;

$M_{Rc,i}$ - Valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i , tendo em consideração o sentido da acção sísmica;

$\sum M_{Rc}$ e $\sum M_{Rb}$ - Soma dos valores dos momentos resistentes de cálculo dos pilares e das vigas no nó. O valor de $\sum M_{Rc}$ deve ser avaliado considerando os esforços axiais nos pilares correspondentes à combinação que envolve a acção sísmica. Após a determinação dos momentos de extremidade, positivos e negativos, é então possível calcular o valor do esforço transversal máximo e mínimo no pilar.

O método para a obtenção do esforço transversal de cálculo está esquematizado na figura 2.4.

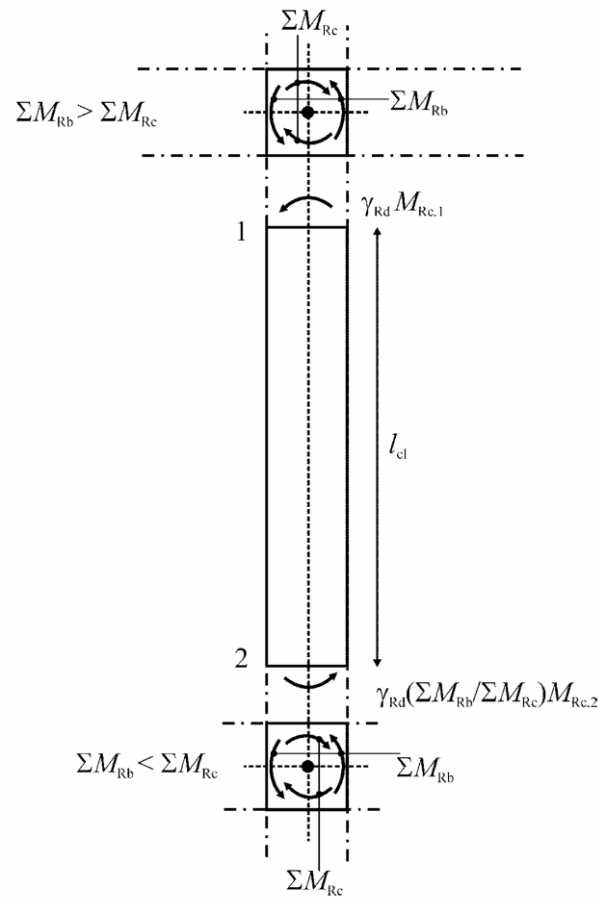


Figura 2.4 Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilares (EC8,2004)

2.5.1.3.2.3. Verificação ao estado limite último

O EC8 e o EC2 determinam uma série de regras para o dimensionamento de pilares. No quadro 2.4 é apresentado um resumo das regras mais relevantes para a armadura longitudinal, nas equações (2.29) a (2.34).

Quadro 2.4 Quadro resumo das regras relativas à armadura longitudinal para verificação do estado limite último do pilar

Parâmetro	DCM	
Máximo esforço axial reduzido v_d	0,65	(2.29)
Armadura longitudinal máxima	$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$	(2.30)
Armadura longitudinal mínima	$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}}, 0,002 \cdot A_c \right\}$	(2.31)
	$\rho = 0,01$	(2.32)
Distância máxima entre varões longitudinais	150 mm entre um varão travado e um não travado	(2.33)
	200 mm entre 2 varões cintados	(2.34)

Onde,

N_{Ed} - Valor de cálculo do esforço normal de compressão;

v_d - Esforço axial reduzido;

A_c - Área da secção transversal do pilar;

f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência da armadura;

ρ - Percentagem de armadura longitudinal no pilar.

A equação (2.29) fixa o esforço máximo axial reduzido máximo que a secção do pilar sísmico primário pode estar sujeito pode estar sujeita para a combinação sísmica. A armadura longitudinal máxima, equação (2.30), não é problemática pois, geralmente, os pilares têm uma taxa de armadura, substancialmente, menor.

O valor de taxa de armadura mínima, equação (2.32), pode ser bastante penalizadora, pois em determinados casos, como por exemplo, pilares mais possantes a equação (2.31), dá valores de armadura inferiores a $0,01A_c$, mas que por restrição regulamentar tem de ser esta taxa a mínima a utilizar. As equações (2.33) e (2.34) fixam as distâncias máximas entre os varões estas regras podem ser um pouco penalizadoras para as áreas de secção transversal de armadura pois obriga a efectuar a cintagem em grande parte dos varões longitudinais.

No quadro 2.5 é apresentado o resumo das regras mais importantes para o dimensionamento da armadura transversal da secção.

Quadro 2.5 Quadro resumo das regras relativas à armadura transversal para verificação do estado limite último do pilar

Parâmetro	DCM	
l_{crit}	$\max \begin{cases} h_c \\ l_{cl}/6 \\ 0,45 \end{cases}$	(2.35)
Garantia de ductilidade (zona crítica)	$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$	(2.36)
Valor mínimo de ω_{wd} (zona crítica)	0,08	(2.37)
Diâmetro mínimo das cintas (zona crítica)	6mm	(2.38)
Espaçamento máximo das cintas	$s = \min \begin{cases} h_{cm} \\ 300 \\ 15 \cdot d_{bL} \end{cases}$	(2.39)
Espaçamento máximo das cintas (zona crítica)	$s = \min \begin{cases} b_0/2 \\ 175 \\ 8 \cdot d_{bL} \end{cases}$	(2.40)

Onde,

l_{cl} - Altura livre do pilar em metros;

h_c - Maior dimensão da secção transversal do pilar em metros;

α - Factor de confinamento efectivo;

ω_{wd} - Percentagem mecânica volumétrica da cintagem nas zonas críticas;

b_0 - Largura da zona confinada do pilar (perpendicular à direcção em que se esta a considerar μ_ϕ);

b_c - Largura total do pilar (perpendicular à direcção em que se está a considerar μ_ϕ);

h_{cm} - Menor dimensão transversal do pilar;

A equação (2.35) fixa a dimensão do comprimento da zona crítica do pilar, zona onde o espaçamento máximo, equação (2.40), é mais reduzido, tendo em consideração que a estrutura tem de possuir condições de ductilidade. O diâmetro mínimo da armadura transversal, equação (2.38), é cumprido sem sobredimensionamento, uma vez que o diâmetro mínimo, normalmente, comercializado em Portugal é este. A equação (2.36) conduz, em geral, a uma taxa de armadura transversal muito elevada, originando que em grande parte dos casos de estruturas, correntes, em pórtico a condição de armadura transversal mínima, equação (2.37), seja automaticamente garantida.

A figura 2.5 apresenta alguns parâmetros de um pilar de betão e o confinamento de uma secção de betão.

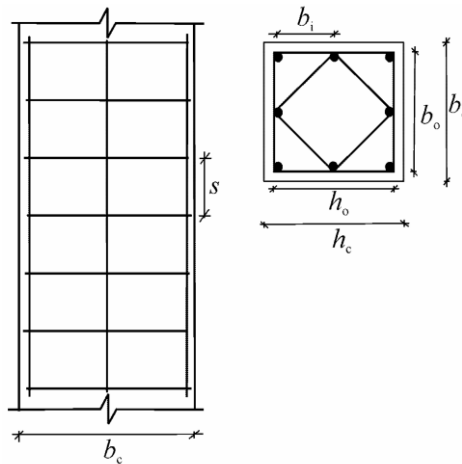


Figura 2.5 – Esquema do confinamento do núcleo de uma secção de betão (EC8, 2004)

2.5.2. Influência da consideração do betão em estado fendilhado

O EC8 determina que, numa análise baseada em espectro de resposta, os efeitos da acção sísmica sejam calculados recorrendo a uma modelação estrutural que envolva a consideração do comportamento da estrutura em estado fendilhado. Nomeadamente, os elementos devem ser modelados utilizando uma rigidez que corresponde ao início da cedência das armaduras. No entanto, a menos que seja efectuada uma análise mais rigorosa para a avaliação dessa rigidez, o EC8 permite que esta seja aproximada através de uma redução de 50% da rigidez não fendilhada dos elementos. Neste contexto, salienta-se que não é claro que esta redução de 50% corresponda a um valor do lado da segurança. Assim, poderá ser insuficiente em certos casos, como por exemplo um edifício em que a sua resistência às forças horizontais, seja efectuada por paredes estruturais, se estas se encontrarem fendilhadas, é muito provável que a sua resistência possa ser inferior a 50% da rigidez inicial, ou excessivas noutros casos, como por exemplo um edifício em pórtico, em que a fendilhação do betão não implica uma redução tão forte da rigidez da estrutura.

Para avaliar estes efeitos, a análise linear elástica da estrutura considerada foi efectuada recorrendo a duas abordagens: uma com a rigidez não fendilhada dos elementos, e uma com uma rigidez fendilhada considerando a redução de 50% do módulo de elasticidade. Os resultados destas análises serão, posteriormente, comparados com os resultados obtidos nas análises não lineares dinâmicas em que o comportamento material dos elementos é representado por modelos mais realistas.

3

ANÁLISE LINEAR E ANÁLISE NÃO LINEAR: MODELAÇÃO 3D

3.1. Introdução

No presente capítulo são apresentados os aspectos relacionados com os resultados da análise linear e da análise não linear, utilizadas. Após uma breve descrição da estrutura analisada, são descritos alguns dos aspectos mais relevantes considerados na análise, tais como, as acções e as combinações de acções consideradas, e alguns aspectos relativos à modelação numérica. São ainda abordados alguns pormenores relativos ao dimensionamento da estrutura de acordo com os critérios e disposição do EC8.

3.2. ANÁLISE LINEAR

3.2.1. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura que constitui o caso de estudo do presente trabalho foi estudada em trabalhos anteriores, nomeadamente por Carlos Dias (Dias, 2008). Neste trabalho o autor apresenta um estudo da estrutura centrado nos aspectos do dimensionamento sísmico segundo as disposições do EC8 para diferentes classes de ductilidade. No presente trabalho faz-se o estudo desta estrutura, dimensionada de acordo com o EC8 para a classe de ductilidade média, avaliando o seu comportamento sísmico. Para a avaliação do comportamento recorre-se a diferentes análises da estrutura através de modelos numéricos 3D, envolvendo a análise linear elástica e a análise não linear. Esta estrutura em causa é regular, quer em planta, quer em altura e apresenta as dimensões $12 \times 24 \text{ m}^2$ em planta, sendo subdividida em fracções quadrangulares com 6 metros de lado. Esta estrutura, embora idealizada, possibilita retirar conclusões para estruturas do mesmo tipo. A planta da estrutura é apresentada na figura 3.1, e na figura 3.2 apresenta-se um corte transversal 1-1 na direcção y.

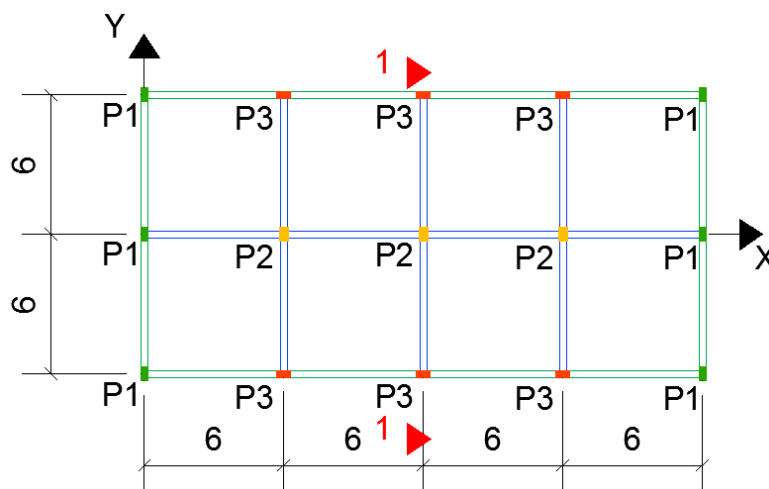


Figura 3.1 Planta do edifício

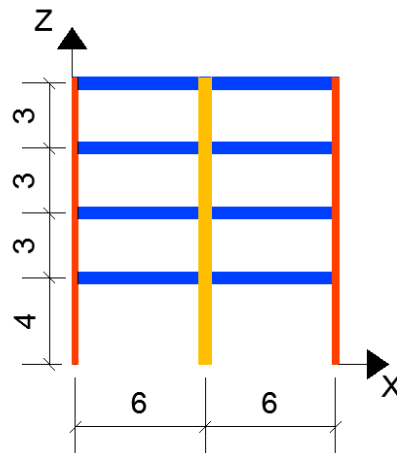


Figura 3.2 Corte transversal 1-1 na direcção y

As dimensões dos elementos estruturais do edifício foram definidas de modo a respeitar as condições impostas no EC8 para edifícios de média ductilidade (DCM) e são apresentadas no quadro 3.1,

Quadro 3.1 Dimensão dos elementos estruturais

	b [m]	h [m]
P1	0.3	0.6
P2	0.4	0.6
P3	0.6	0.4
Viga	0.3	0.55
Laje	0.16	

As direcções de b e h são paralelas às direcções dos eixos x e y da figura 3.1, respectivamente. As dimensões adoptadas para os elementos foram definidas com base no trabalho desenvolvido por (Dias, 2008).

3.2.2. DEFINIÇÃO DAS CARGAS APLICADAS

As cargas verticais utilizadas são as mesmas preconizadas em (Dias, 2008), quadro 3.2. Esta opção permite a validação do modelo, no que diz respeito à análise elástica linear, pois permite a comparação de resultados com os, obtidos por este autor.

Quadro 3.2 Cargas verticais aplicadas na estrutura

Solicitação	Piso	Carga
P1 [kN]	1-3	13.50
P2 [kN]	1-3	18.00
P3 [kN]	1-3	13.50
Revestimento [kN/m ²]	1-4	1.50
Peso próprio da Laje [kN/m ²]	1-4	4.00
Sobrecarga [kN/m ²]	1-3	3.00
	4	1.00
Paredes divisórias Interiores [kN/m ²]	1-3	2.00
Paredes Exteriores [kN/m]	1-3	6.00
Viga [kN/m]	1-4	4.13
Muro [kN/m]	4	2.50

Onde, P1, P2 e P3 são as cargas aplicadas pelos pilares na base de cada piso.

No âmbito deste trabalho não foi considerada a acção do vento, uma vez que esta acção não é condicionante nem relevante do ponto de vista deste dos objectivos do trabalho.

A análise considerou a acção sísmica regulamentar preconizada no EC8, nomeadamente no anexo nacional, adoptando um terreno do tipo B. Considerou-se, igualmente, que o edifício estaria localizado próximo de Lisboa. Assim, para a acção sísmica afastada ou sismo intraplacas, Tipo I, o edifício encontra-se na zona 3 e para acção sísmica próxima ou sismo interplacas, Tipo II, encontra-se na zona 1, como é possível observar na figura 3.3.

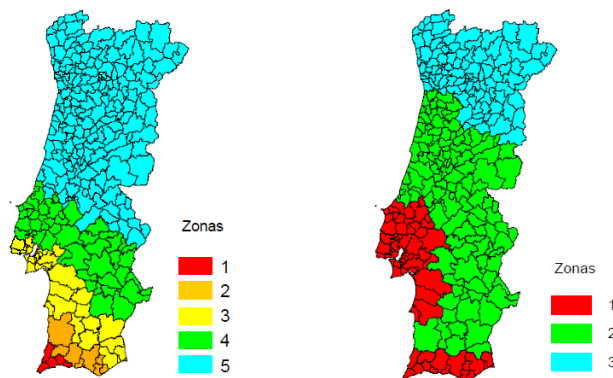


Figura 3.3 Zonamento sísmico da NP EN 1998-1

Com base neste zonamento sísmico e no tipo de terreno são definidos os parâmetros definidores da acção sísmica, quadro 3.3:

Quadro 3.3 Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico (Carvalho, 2007)

Parâmetro	Sismo tipo I	Sismo tipo II
a_{gR} (cm/s ²)	150	170
S	1,2	1,35
T _B (s)	0,10	0,10
T _C (s)	0,60	0,25
T _D (s)	2,00	2,00

Estes valores dão origem aos seguintes espectros de resposta elásticas. $S_e(T)$ definidos por:

$$S_e(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_B; \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 & T_B \leq T \leq T_C; \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C}{T} \right] & T_C \leq T \leq T_D; \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] & T_D \leq T \leq 4s. \end{cases} \quad (3.1)$$

Onde,

$S_e(T)$ é o espectro de resposta elástico;

T é o período de vibração dum sistema de um grau de liberdade;

a_g é a aceleração de projecto em rocha;

T_B é o limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;

T_C é o limite superior do ramo espectral de aceleração constante;

T_D é o valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;

S é o factor de terreno;

η é o factor de correcção do amortecimento (com um valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento).

A capacidade dos sistemas estruturais de resistir às acções sísmicas no domínio não linear permite efectuar o cálculo para resistirem a forças sísmicas inferiores às que corresponderiam a uma resposta elástica linear. Para o efeito, o espectro de resposta é afectado pelo coeficiente de comportamento, com o objectivo de diminuir as forças sísmicas na estrutura. A equação (3.2) apresenta as expressões para o cálculo dos valores definidores do espectro de resposta de projecto

$$S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]; & 0 \leq T \leq T_B \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}; & T_B \leq T \leq T_C \\ \begin{cases} a_g \cdot S \cdot 2.5 \left[\frac{T_C}{T} \right]; \\ \geq \beta \cdot a_g; \end{cases} & T_C \leq T \leq T_D \\ \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]; \\ \geq \beta \cdot a_g; \end{cases} & T_D \leq T \end{cases} \quad (3.2)$$

Onde,

$S_d(T)$ – É o espectro de resposta de projecto;

β – Coeficiente de comportamento ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

No qual, q , é o coeficiente de comportamento da estrutura, equação (3.3).

$$q = 3.0 \cdot \alpha_u / \alpha_1 \quad (3.3)$$

O espectro de resposta de serviço, $S_s(T)$, é obtido, afectando o espectro de resposta de projecto pelo factor ν , 0.4, presente no anexo nacional, que minimiza os valores do espectro de forma a controlar os danos para o sismo de menor período de retorno, equação (3.4).

$$S_s(T) = \nu \cdot S_d \quad (3.4)$$

Os espectros definidos pelas equações (3.1), (3.2) e (3.4) são apresentados nas figuras 3.4 e 3.5.

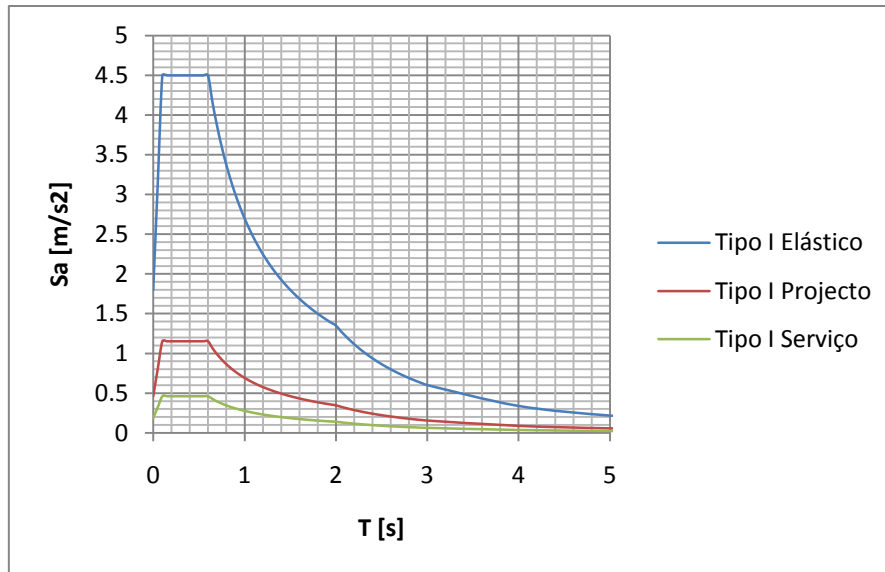


Figura 3.4 Espectros de resposta elástico, de projecto e de serviço Tipo I

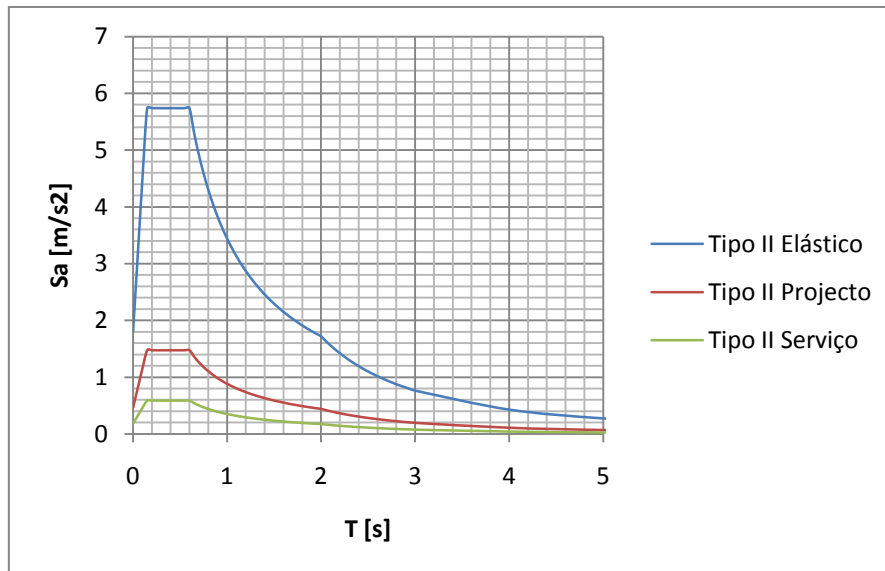


Figura 3.5 Espectros de resposta elástico, de projecto e de serviço Tipo II

3.2.3. DEFINIÇÃO DAS COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

Com o objectivo de determinar os esforços condicionantes, foram consideradas sete combinações de acções distintas: três em que a acção base considerada é a sobrecarga e quatro em que a acção base considerada é a acção sísmica, adicionalmente, foram considerada uma combinação de acções quase permanentes para ter em conta nas combinações da acção sísmica.

Apresenta-se, em seguida, uma breve descrição das diferentes combinações consideradas.

ELU1 – Combinação das acções estáticas em estado limite último em que todos os tramos são carregados com a carga máxima, equação (3.5);

$$\left(1.35 \cdot \sum G_k + 1.5 \cdot \sum Q_k\right) \quad (3.5)$$

ELU2_I - Combinação das acções estáticas em estado limite último em que, apenas os tramos ímpares são carregados com a carga máxima, equação (3.5), e em que os tramos pares apenas têm as cargas permanentes majoradas e não estão sujeitos à sobrecarga;

ELU3_P - Combinação das acções estáticas em estado limite último em que, apenas os tramos pares são carregados com a carga máxima, equação (3.5), e em que os tramos ímpares apenas têm as cargas permanentes majoradas e não estão sujeitos à sobrecarga;

ELUE1X_0.3Y – Combinação em que intervém a acção sísmica do tipo I actuando, com 100% na direcção x, sendo que na direcção perpendicular é apenas considerada 30% dessa acção;

ELUE1Y_0.3X – Combinação em que intervém a acção sísmica do tipo I actuando, com 100% na direcção y, sendo que na direcção perpendicular é apenas considerada 30% dessa acção;

ELUE2X_0.3Y – Combinação em que intervém a acção sísmica do tipo II actuando, com 100% na direcção x, sendo que na direcção perpendicular é apenas considerada 30% dessa acção;

ELUE2Y_0.3X – Combinação em que intervém a acção sísmica do tipo II actuando, com 100% na direcção y, sendo que na direcção perpendicular é apenas considerada 30% dessa acção;

CQP – Combinação quase permanente das acções estáticas, equação (3.6)

$$\left(1.0 \cdot \left(\sum G_k + \psi_2 \cdot \sum Q_k \right) \right) \quad (3.6)$$

Para a sobrecarga utilizada nesta estrutura o coeficiente ψ_2 é 0.4.

O quadro 3.4 apresenta um resumo das oito combinações consideradas bem como dos diferentes coeficientes considerados para as várias acções.

Quadro 3.4 Combinações consideradas e coeficientes utilizados

Combinação	ELU1	ELU2_I	ELU3_P	CQP	ELUE1X_0.3Y	ELUE1Y_0.3X	ELUE2X_0.3Y	ELUE2Y_0.3X
P1	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1
P2	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1
P3	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1
Revestimento	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1
Laje	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1
Sobrecarga	1.5	0	0	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Paredes divisórias Interiores	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1
Paredes Exteriores	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1
Viga	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1
Muro	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1
Sobrecarga_Impar	0	1.5	0	0	0	0	0	0
Sobrecarga_Par	0	0	1.5	0	0	0	0	0
E1_x	0	0	0	0	1	0.3	0	0
E1_y	0	0	0	0	0.3	1	0	0
E2_x	0	0	0	0	0	0	1	0.3
E2_y	0	0	0	0	0	0	0.3	1

3.2.4. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA 3D NA ANÁLISE LINEAR

A figura 3.6 apresenta o modelo 3D analisado.

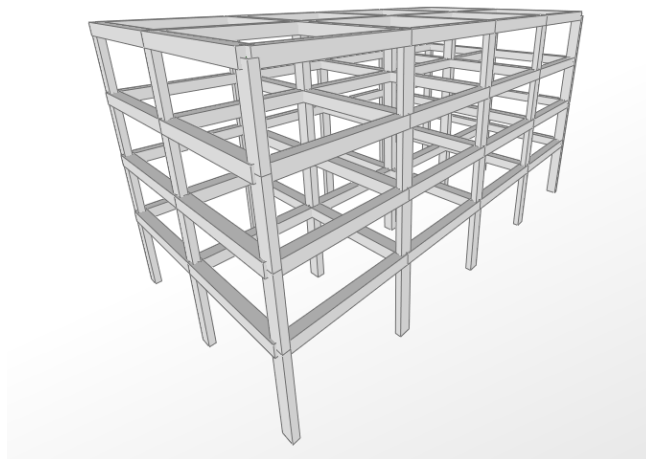


Figura 3.6 Modelo 3D analisado na análise linear (SAP 2000 v. 14.0.0)

O edifício foi modelado no programa de cálculo automático, SAP 2000 versão 14.0.0. A modelação deste edifício tem quatro particularidades que se destacam e são, a modelação com secções equivalentes, a não consideração da interacção solo/estrutura, pois é considerado um encastramento perfeito dos apoios na base, a modelação das cargas e a modelação dum diafragma rígido ao nível dos pisos.

Na modelação foram utilizados elementos de barra. Para esta modelação a análise utilizada foi uma análise linear elástica com espectro de resposta.

3.2.4.1. Largura efectiva do banzo

Dado que o EC8 não apresenta uma metodologia clara para a determinação da largura efectiva do banzo das vigas (b_{eff}), a modelação destes elementos foi efectuada de forma simplificada, figura 3.7.

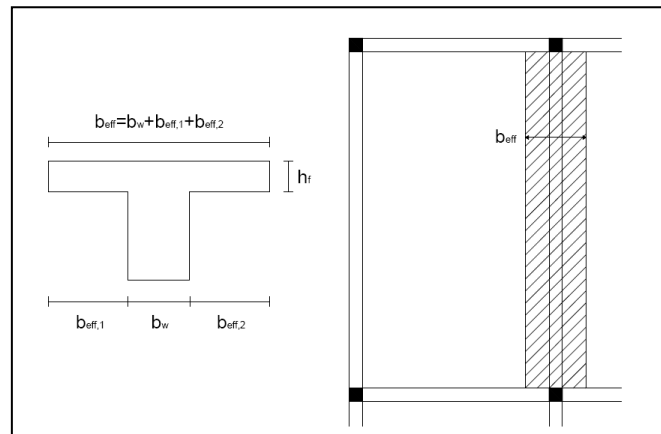


Figura 3.7 Definição do banzo efectivo das vigas (Mimoso, 2008)

Para o vão em questão é usual utilizar, em projecto, uma largura efectiva do banzo da ordem de $l/4$. Este corresponde a 1.5 metros e foi o valor adoptado.

Contudo, e de forma a obter uma modelação mais simples, as vigas foram definidas com secção rectangular. Para esse efeito, foi calculada uma secção rectangular de igual inércia à da secção em T, mantendo a altura da secção equivalente igual à da secção real. O quadro 3.5 apresenta as secções assim definidas para as vigas.

Quadro 3.5 Dimensões da secção equivalente das vigas

Viga	b [m]	h [m]
Viga Interior	0.57	0.55
Viga Exterior	0.48	0.55

3.2.4.2. Modelação do diafragma rígido

Uma vez que a modelação da estrutura não envolveu a laje, foi necessário impor um comportamento idêntico ao da estrutura com laje. Para o efeito, foi atribuído a cada piso um diafragma rígido.

O diafragma rígido fica na mesma posição da laje, simulando assim o comportamento indeformável no seu plano. O diafragma obriga a que os deslocamentos sejam definidos por um nó, nó mestre, e que os restantes nós tenham deslocamentos em função dos deslocamentos do nó mestre.

3.2.4.3. Distribuição das cargas nos elementos

A distribuição das cargas foi definida de um modo aproximado, dado que a modelação numérica não considerou a laje. Assim, foi necessário determinar as acções equivalentes nas vigas resultantes da acção das lajes, de acordo com o apresentado na figura 3.8.

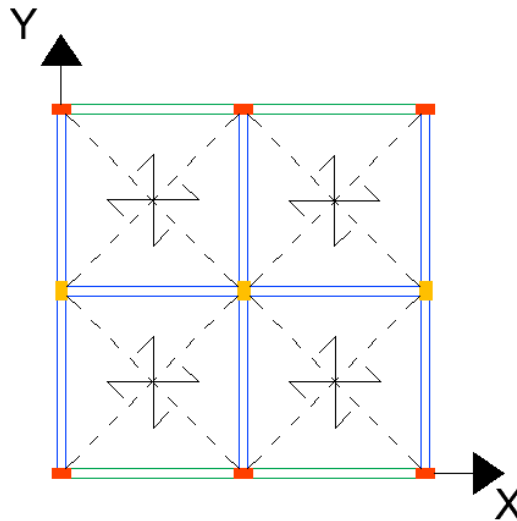


Figura 3.8 Modo de distribuição das acções da laje nas vigas

Esta distribuição da carga dá origem a uma carga triangular na viga que foi, em seguida, transformada numa carga uniformemente distribuída equivalente, de acordo com o expresso na figura 3.9.

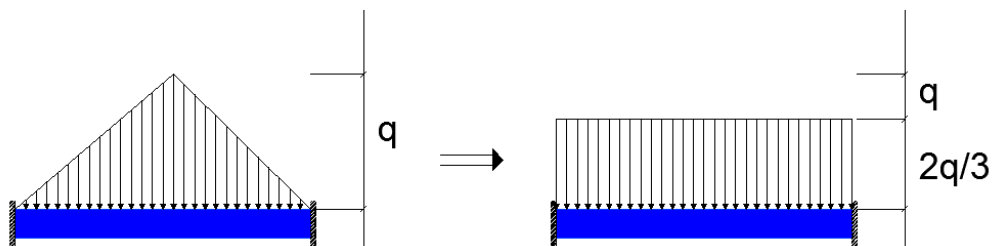


Figura 3.9 Transformação da carga triangular numa carga uniformemente distribuída

3.2.4.4. Obtenção dos deslocamentos relativos entre pisos (Drift)

Para a determinação do deslocamento relativo entre pisos, recorreu-se a uma abordagem expedita e simplificada. Foi criado um macro elemento finito vertical entre os pilares e as vigas, de dimensões $6 \times 4 \text{ m}^2$ ou $6 \times 3 \text{ m}^2$, figura 3.10, consoante seja no primeiro piso ou nos restantes. Este elemento finito tem peso próprio nulo e um módulo de distorção unitário, estas características permitem que estes elementos não interfiram no comportamento estrutural do edifício.

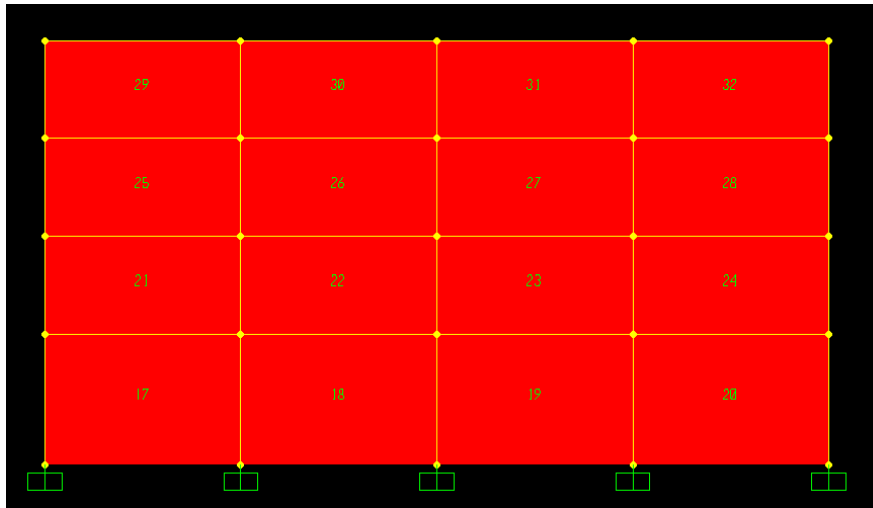


Figura 3.10 Macro elementos finitos utilizados para a obtenção dos deslocamentos relativos entre pisos

Através desta abordagem, é possível calcular a média das tensões tangenciais nos nós do macro elemento finito, que, dado que o módulo de distorção é unitário, coincide com a média de distorção a qual corresponde ao valor do deslocamento relativo entre pisos. Desta forma é possível calcular o deslocamento relativo entre pisos fazendo envolver a combinação modal já que o programa SAP 2000 avalia as tensões nos elementos a partir dos respectivos valores modais.

3.2.5. DIMENSIONAMENTO DE UM PILAR E DE UMA VIGA

São apresentados, em seguida, alguns detalhes do dimensionamento de uma viga interior central e de um pilar central, secção P2, do 1º piso. Os resultados apresentados incluem os esforços de dimensionamento, quadro 3.6 a 3.12, inclusive, e as respectivas armaduras. Os resultados correspondentes aos restantes elementos encontram-se no Anexo I, II e III.

Quadro 3.6 Esforços máximos de dimensionamento no pilar

Nó	Combinação	$P_{\max}(-)$ [kN]	$V_{\max,x}$ [kN]	$V_{\max,y}$ [kN]	$M_{x,\max}(+)$ [kN.m]	$M_{x,\max}(-)$ [kN.m]	$M_{y,\max}(+)$ [kN.m]	$M_{y,\max}(-)$ [kN.m]
Base	ELU	-1988.89	3.22	4.75	0.00	-7.94	3.63	-3.66
	ELUE1X_0.3Y	-1293.58	23.94	117.89	44.41	-50.74	278.16	-278.18
	ELUE1Y_0.3X	-1291.35	35.36	75.96	155.41	-161.74	83.44	-83.46
	ELUE2X_0.3Y	-1293.98	64.45	13.72	22.55	-28.88	151.19	-151.21
	ELUE2Y_0.3X	-1296.39	19.34	41.90	82.54	-88.88	45.35	-45.37
Topo	ELU	-1988.89	3.24	4.75	1.59	-11.08	9.24	-9.31
	ELUE1X_0.3Y	-1295.49	23.94	117.91	38.20	-45.02	193.46	-193.52
	ELUE1Y_0.3X	-1297.72	35.38	75.96	135.28	-142.10	58.02	-58.07
	ELUE2X_0.3Y	-1295.09	64.45	13.72	19.18	-26.00	106.67	-106.72
	ELUE2Y_0.3X	-1296.39	19.34	41.90	71.90	-78.72	31.98	-32.04

Onde,

$P_{\max}(-)$ – Esforço axial de compressão;

$V_{\max,x}$ – Esforço transverso máximo na direcção x;

$V_{\max,y}$ – Esforço transverso máximo na direcção y;

$M_x, \max(-)$ – Momento flector máximo, negativo, na direcção x;

$M_x, \max(+)$ – Momento flector máximo, positivo, na direcção x;

$M_y, \max(-)$ – Momento flector máximo, negativo, na direcção y;

$M_y, \max(+)$ – Momento flector máximo, positivo, na direcção y.

Quadro 3.7 Esforços máximos de dimensionamento na viga

Localização	Combinação	Vmax	Mmax (+)	Mmax (-)
y [m]		[kN]	[kN.m]	[kN.m]
[0-2]	ELU	124.45	46.38	-123.45
	ELUE1X_0.3Y	69.74	36.29	-50.12
	ELUE1Y_0.3X	111.40	58.51	-174.69
	ELUE2X_0.3Y	84.46	31.84	-94.15
	ELUE2Y_0.3X	96.38	43.66	-129.81
[2-4]	ELU	20.51	66.89	27.68
	ELUE1X_0.3Y	36.38	41.31	36.00
	ELUE1Y_0.3X	58.82	58.66	-6.07
	ELUE2X_0.3Y	31.88	39.97	21.14
	ELUE2Y_0.3X	43.80	45.04	9.11
[4-6]	ELU	125.13	19.70	-125.87
	ELUE1X_0.3Y	89.44	24.11	-51.37
	ELUE1Y_0.3X	111.88	57.98	-176.76
	ELUE2X_0.3Y	84.94	17.30	-95.68
	ELUE2Y_0.3X	96.86	35.28	-131.54

Quadro 3.8 Armadura longitudinal da viga

X	A _S	A _S	ρ	ρ'	ρ _{máx}	ρ _{mín}	$\frac{A_{S,sup}}{A_{S,inf}} \geq 0.5$	ρ ≥ ρ _{mín}	ρ ≤ ρ _{máx}	V _{rd}	μ _{rd}	M _{rd,b}
0.00	7Φ16	14.07	0.0059	0.0034	0.83%	0.26%	verifica!	verifica!	verifica!	0.15	0.14	274.71
0.00	4Φ16	8.04								0.09	0.08	163.92
3.00	2Φ16	4.02	0.0034	0.0017	0.66%	0.26%		verifica!	verifica!	0.04	0.04	84.27
3.00	4Φ16	8.04								0.09	0.08	163.92
6.00	4Φ16	8.04	0.0034	0.0017	0.0066	0.0026	verifica!	verifica!	verifica!	0.09	0.08	163.92
6.00	2Φ16	4.02								0.04	0.04	84.27

Quadro 3.9 Armadura de esforço transverso da viga

Posição	LCL	$M_{rd,bi-}$	$M_{rd,bi+}$	$\gamma g + \Psi 2 q$	$\max V_{ld}$	A_{sw}/s	$s_{\max}$ EC2	$s_{\max}$ EC8
0.00	5.40	274.71	84.27	48.00	114.48	2.95	0.35	0.10
3.00	5.40	274.71	84.27	41.00	107.48	2.77	0.35	0.10
6.00	5.40	163.92	163.92	48.00	108.71	2.80	0.35	0.10

Quadro 3.10 Armadura de esforço transverso da viga

Posição	Φ min EC8	l_{cr}	Solução em l_{cr}	VRDS l_{cr}	Solução mínimo	VRDS mínimo	VRDmax	Dispensa
0.00	6	0.55	$\Phi 8 // 10$	194.82	$\Phi 8 // 20$	97.41	1069.20	1m
3.00	6	0.55	$\Phi 8 // 10$	194.82	$\Phi 8 // 20$	97.41	1069.20	1m
6.00	6	0.55	$\Phi 8 // 10$	194.82	$\Phi 8 // 20$	97.41	1069.20	1m

Quadro 3.11 Armadura Longitudinal do pilar

nó	$\Sigma M_{Rb,X}$	$\Sigma M_{Rb,Y}$	$M_{Rc,X}$	$M_{Rc,Y}$	B_X	B_Y	A_{sx}	A_{sy}	A_{sx} [cm ²]	A_{sy} [cm ²]	A_{sTOTAL} [cm ²]	M_{RDY}	M_{RDx}	ρ
36	438,63	444,57	313,62	317,86	0,4	0,6	4 Φ 25	5 Φ 25	19,63	24,54	68,72	415,1	345,92	2,86%
37	438,63	444,57	313,62	317,86	0,4	0,6	4 Φ 25	5 Φ 25	19,63	24,54	68,72	415,1	345,92	2,86%
38	438,63	444,57	313,62	317,86	0,4	0,6	4 Φ 25	5 Φ 25	19,63	24,54	68,72	415,1	345,92	2,86%
39	248,19	330,76	177,46	236,49	0,4	0,6	3 Φ 25	3 Φ 25	14,73	14,73	68,72	311,33	207,55	2,86%

Onde,

B_x e B_y – Dimensão paralela à direcção x e à direcção y, respectivamente;

A_{sx} – Área de armadura longitudinal na direcção x;

A_{sy} – Área de armadura longitudinal na direcção y;

A_{sTOTAL} – Área de armadura longitudinal total na secção;

M_{RDx} – Momento resistente da secção na direcção x;

M_{RDy} – Momento resistente na secção na direcção y;

Quadro 3.12 Armadura de esforço transverso pilar

Pilar	L	V2SAP	V3SAP	V2CAP.DES	V3CAP.DES	SOLUÇÃO EC2	SOLUÇÃO EC8	S	K
		M	KN	KN	KN	Cm ² /m	Φ		
P81	4	69.4	112.47	191.65	234.72	φ8//0.2	Φ10	10	1.28
P82	3	68	89.31	231.01	252.31	φ8//0.2	Φ10	10	1.19
P83	3	46.5	64.23	209.51	227.24	φ8//0.2	Φ6	10	1.1
P84	3	21.94	28.13	143.21	149.41	φ8//0.2	Φ6	10	1.06

V_{2SAP} – Esforço de corte na direcção x, retirado do SAP2000;

V_{3SAP} – Esforço de corte na direcção y, retirado do SAP2000;

$V_{2CAP.DES}$ – Esforço de corte na direcção x, calculado com os princípios de capacidade resistente;

$V_{3CAP.DES}$ – Esforço de corte na direcção y, calculado com os princípios de capacidade resistente;

K – Factor de majoração a capacidade resistente do betão confinado, depende da quantidade de armadura transversal na secção.

Na figura 3.11 são apresentadas as secções dos pilares e a respectiva disposição de armadura na secção.

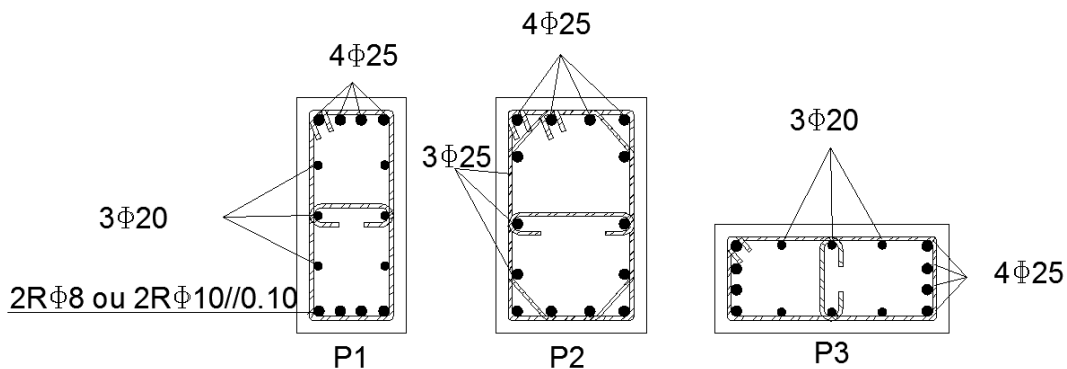


Figura 3.11 Distribuição de armadura nas secções dos pilares

Onde, P1, P2 e P3 são as secções dos pilares indicados na secção 3.2.1.

Dimensionamento por capacidade resistente

Esta abordagem é preconizada pelo EC8 e é considerada para as estruturas de média e alta ductilidade, DCM e DCH, respectivamente. Este método surge motivado pela incapacidade de conhecer, à priori, as características dos movimentos sísmicos. Face a esta limitação torna-se necessário controlar a deformação da estrutura de uma forma conveniente, forçando-a a deformar-se de uma forma mais adequada, definindo as zonas das rótulas plásticas e a sua sequência. Assim, é possível controlar melhor os danos, conhecer as zonas onde estes vão surgir, estimar com maior precisão as exigências de ductilidade a que a estrutura está sujeita e é também possível dotar a estrutura de um comportamento mais dúctil, e assim, evitar roturas frágeis ou mecanismos de colapso indesejados.

Para se poder controlar a formação das rótulas devem ser impostos diferentes valores de ductilidade e resistência às diferentes partes da estrutura. Nas zonas pretendidas para a formação das rótulas plásticas, a estrutura é dimensionada para os esforços de cálculo, nas restantes zonas, faz-se um sobredimensionamento, para que quando as zonas de formação das rótulas estiverem a sujeitas aos seus esforços resistentes, as restantes se encontrem em regime elástico.

De forma a evitar rótulas plásticas nos pilares, com excepção das secções inferiores dos pilares da base, que provocariam o colapso prematuro da estrutura, figura 3.12, O EC8 obriga que as rótulas se formem nas vigas, equação (3.7).

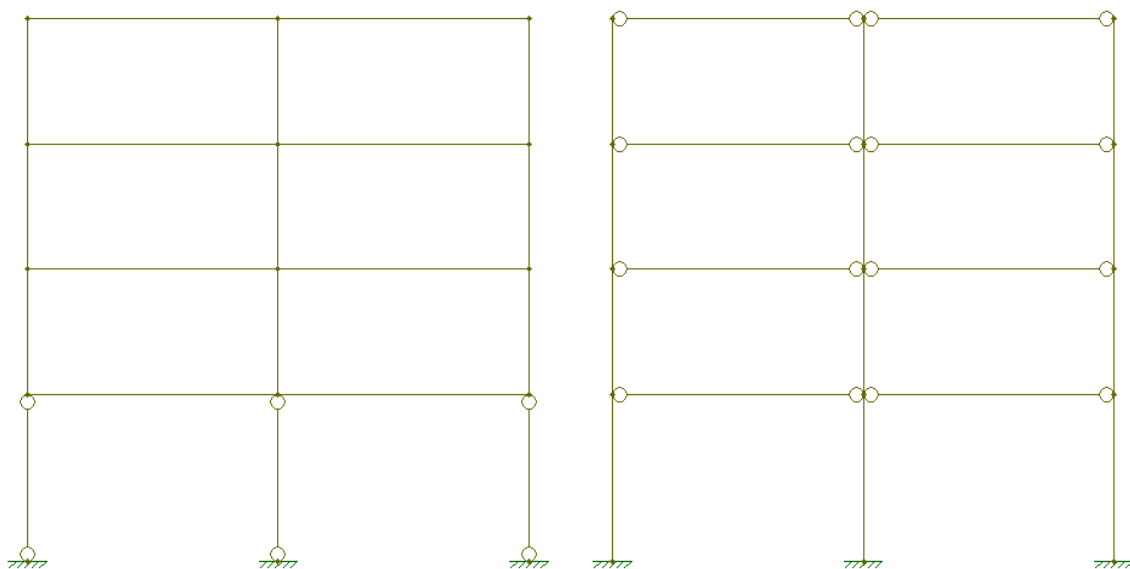


Figura 3.12 Formação de rótulas plásticas no pórtico, à esquerda nos pilares, à direita nas vigas

$$M_{RD,Pilar} = 1.3 \cdot M_{RD,Viga} \quad (3.7)$$

Onde,

$M_{RD, pilar}$ – Momento resistente do pilar;

$M_{RD, Viga}$ – Momento resistente da viga.

Este aspecto foi tido em conta no dimensionamento, a estrutura 3D foi dimensionada com critérios de capacidade resistente.

3.3. ANÁLISE NÃO LINEAR

A análise não linear, da estrutura 3D, permite que se tenha em consideração a redistribuição plástica dos esforços quando é atingido o limite elástico da secção. Com este tipo de análise, é possível determinar o mecanismo de colapso e assim determinar o seu comportamento na proximidade da rotura. Este conhecimento é importante para poder aferir os níveis de ductilidade disponíveis na estrutura. Por outro lado esta informação é muito importante para que se possa discutir o valor do coeficiente de comportamento aplicado, e a validade deste.

Esta análise foi efectuada com recurso ao programa de cálculo automático OpenSees, programa desenvolvido na tese de doutoramento de Frank McKenna, pela Universidade de Berkley na Califórnia. Este programa visa o desenvolvimento de aplicações que possibilitem a simulação do comportamento dos diferentes sistemas estruturais sujeitos à acção sísmica, foi concebido para actuar, preferencialmente, com modelação com formulação em força, no entanto a modelação deste trabalho foi efectuada com formulação em deslocamentos, que permite um melhor controlo das deformações.

A modelação 3D desta estrutura foi de resto o grande desafio deste trabalho, uma vez que havia poucas ferramentas para a modelação deste programa, foi necessário fazer um estudo prévio de forma a ultrapassar as dificuldades, por exemplo, dificuldades de numeração, pois a numeração errada tem implicações no cálculo interno do programa, uma numeração adequada proporciona uma melhor sequência dos resultados que por um lado permite identificar os problemas e por outro permite a melhor validação dos resultados. O número de nós e elementos é uma dificuldade, uma vez que nem sempre é fácil controlar os dados inseridos.

No desenvolvimento deste trabalho conseguiu-se em certa medida confrontar os resultados do modelo 3D com os resultados obtidos num outro trabalho que foi desenvolvido na mesma altura no âmbito do mestrado do MIEC (Pereira, 2010), no qual foram efectuadas análises elásticas e não lineares planas da mesma estrutura e recorrendo também ao mesmo programa.

3.3.1. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA 3D NA ANÁLISE NÃO LINEAR

A modelação da estrutura foi elaborada com recurso a um modelo de plasticidade distribuída, em que as secções transversais dos elementos são modeladas utilizando um modelo de fibras. Este modelo permite que a estrutura vá acomodando as deformações ao longo da análise, e formando as respectivas rotulas plásticas nas secções onde é ultrapassado o domínio elástico.

A modelação, devido à quantidade de informação que é necessária para a análise se efectuar, foi bastante complexa.

3.3.1.1. Malha de pontos considerada

Para obter uma boa discretização cada elemento estrutural, pilar e viga, foi dividido em 10 elementos finitos, figura 3.13 e 3.14 e quadro 3.13.

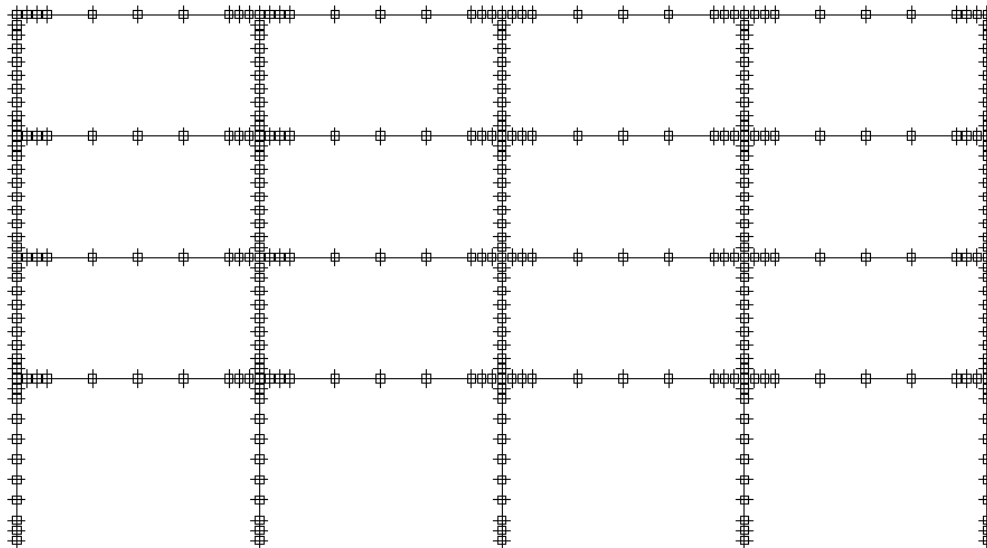


Figura 3.13 Corte transversal na direcção x, com discretização utilizada

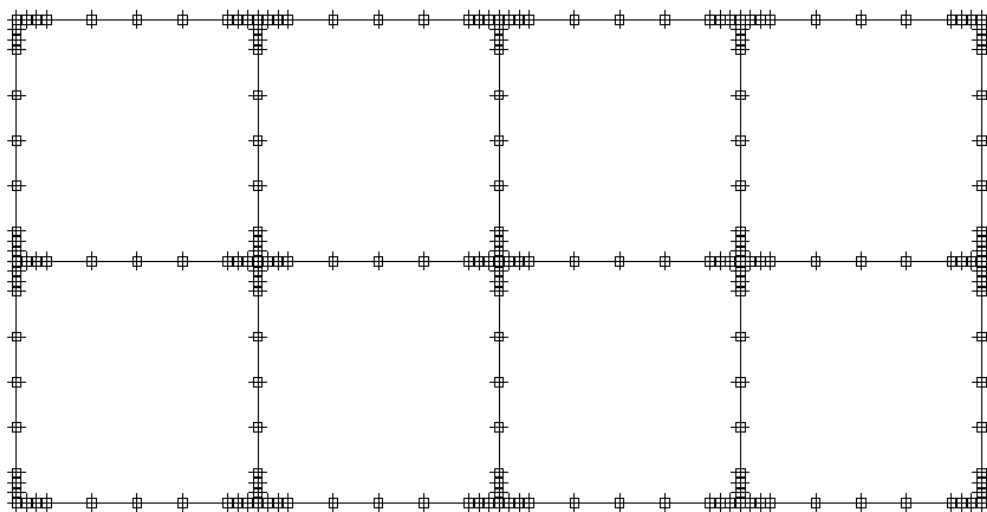


Figura 3.14 Planta com discretização dos elementos, viga

Quadro 3.13 Dimensão dos elementos utilizados

Elemento	Piso	Localização [m]	Comprimento do Elemento [m]
Pilar	1	[0-0.5]	0.25
		[0.5-3.5]	0.50
		[3.5-4]	0.25
	Restantes	[0-0.5]	0.25
		[0.5-2.5]	0.33
		[2.5-3]	0.25
Viga	Todos os pisos	[0-0.75]	0.25
		[0.75-5.25]	1.13
		[5.25-6]	0.25

O quadro 3.13 apresenta a dimensão dos elementos utilizados, as vigas são divididas em dois tipos de elementos, junto aos apoios com 3 elementos de 0.25 metros de comprimento e na zona central da viga com 4 elementos de 1.13 metros de comprimento. Os pilares são divididos com dois tipos de elementos, junto aos apoios com 2 elementos de 0.25 metros de comprimento e na zona central do pilar com 6 elementos de 0.50 e 0.33 metros, caso seja no 1º piso ou nos restantes, respectivamente.

A maior dimensão dos elementos finitos na zona central de cada elemento estrutural resulta do facto de ser expectável que a não linearidade do comportamento estrutural se concentre nas zonas extremas dos elementos, havendo, por isso, necessidade de uma malha mais refinada nessas zonas.

As secções dos pilares utilizadas na modelação da análise não linear são apresentadas na figura 3.11.

3.3.1.2. Acções estáticas consideradas

As acções estáticas consideradas são as acções provenientes da carga quase permanente (3.10). No quadro 3.14 estão representadas as cargas a que o edifício está sujeito.

Quadro 3.14 Cargas aplicadas nos elementos

Piso	Secção	Carga [kN/m]	Carga [kN]
[1-3]	Viga interior	21.025	
	Viga exterior	16.98	
Cobertura	Viga interior	10.33	
	Viga exterior	9.73	
[1-3]	P1		13.50
	P2		18.00
	P3		13.50
Cobertura	P1 / P2 / P3		0.00

Onde, a carga dos pilares é calculada de forma aproximada e provém do peso próprio do pilar, equação (3.8), gerando uma carga pontual no piso.

$$Carga = \gamma_{\text{Betão}} \cdot A_{\text{Pilar}} \cdot h_{\text{Piso}} \quad (3.8)$$

Onde,

$\gamma_{\text{Betão}}$ – É o peso volúmico do betão, em kN/m³;

A_{Pilar} – É a área da secção do pilar, em metros quadrados;

h_{Piso} – É a altura do piso, em metros.

3.3.1.3. Acção sísmica

A acção sísmica é imposta através de uma história de acelerações. Foram criados 3 sismos artificiais compatíveis com o espectro de resposta da acção do tipo I, com duração de 30 segundos, que como se verá no capítulo 4, é a acção que provoca maiores esforços e deformações na estrutura. Na figura 3.15, 3.16 e 3.17 apresentam-se os três acelerogramas considerados para esta análise.

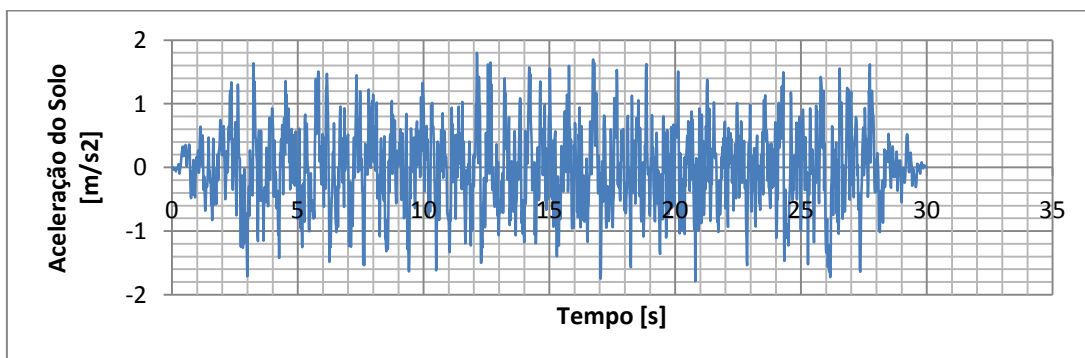


Figura 3.15 Sismo artificial 1

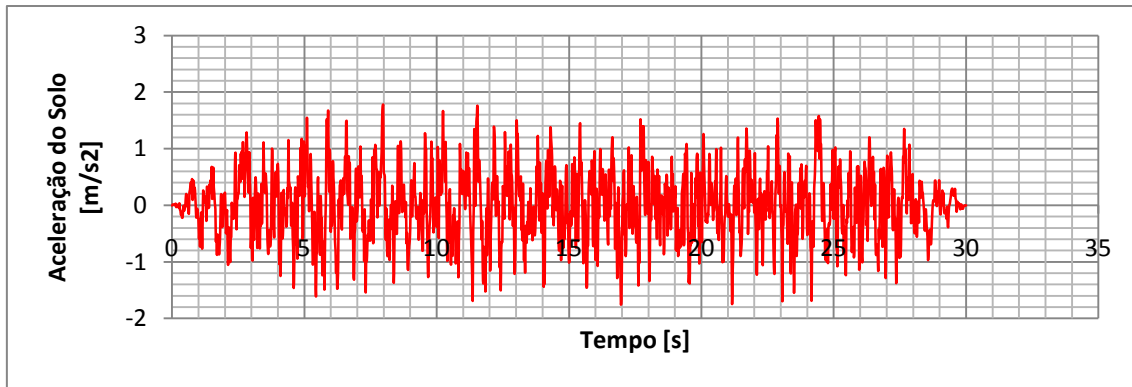


Figura 3.16 Sismo artificial 2

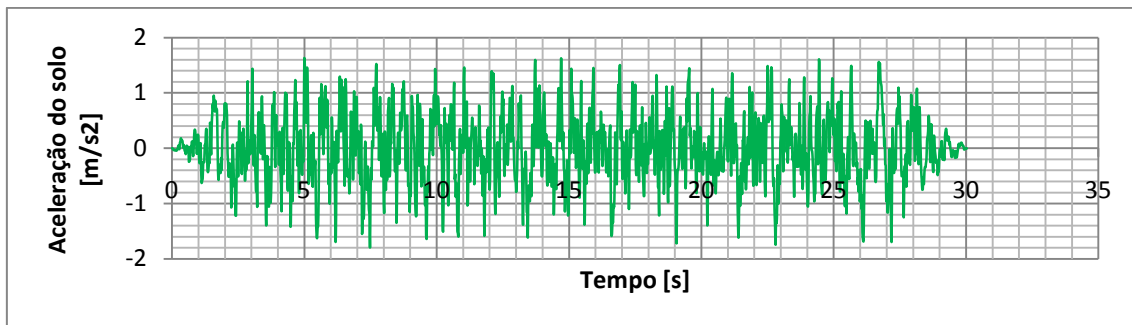


Figura 3.17 Sismo artificial 3

3.3.2. INTRODUÇÃO DA MASSA NO MODELO

A massa é introduzida no modelo através dos elementos de viga, considerando-se que os pilares não têm massa distribuída, equação (3.9) e o quadro 3.15. A massa considerada nas vigas corresponde à da carga da combinação quase permanente adicionada da massa dos pilares, sendo definida uma distribuição da massa uniforme por todas as vigas.

$$m = \frac{CQP}{g} + \text{Massa Pilares} \quad (3.9)$$

Onde,

m – massa por metro inserida nas vigas, em quilogramas;

g – aceleração da gravidade, 9.81 m/s²;

CQP – Valor do carregamento da carga quase permanente, em kN.

Quadro 3.15 Massa distribuída nas vigas

Piso	Secção	CQP/g	CQP/g+Massa Pilares
[1-3]	Viga interior	2.14	2.31
	Viga exterior	1.73	1.90
Cobertura	Viga interior	1.05	1.22
	Viga exterior	0.99	1.16

3.3.3. AMORTECIMENTO DA ESTRUTURA

Na modelação da estrutura não foi considerado amortecimento viscoso linear, pois, uma vez que se trata de uma análise não linear, de uma estrutura modelada com um modelo de plasticidade distribuída e esperando-se existirem incursões significativas em regime não linear, estas garantem uma dissipação de energia histerética que se admite ser suficiente para representar o amortecimento da estrutura.

3.3.4. MODELO DE COMPORTAMENTO DO MATERIAL BETÃO

Para caracterizar a curva de comportamento do betão não confinado adoptada segue o modelo uniaxial de Kent-Scott-Park e despreza a resistência à tracção do betão. A lei do comportamento material é apresentada na figura 3.16 e as propriedades do material no quadro 3.18.

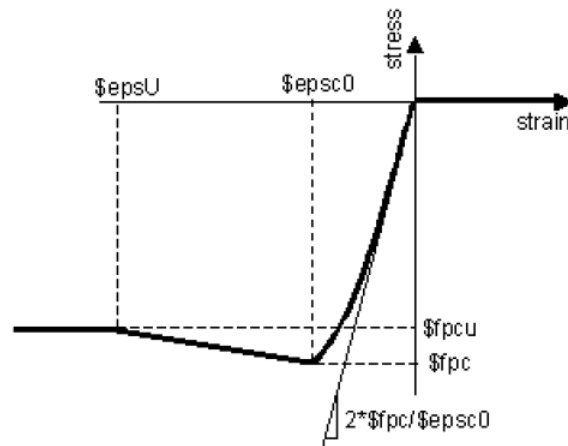


Figura 3.18 Curva de comportamento do betão, (Adaptado de Mazzoni et al., 2007)

Quadro 3.16 Propriedades do betão confinado

Material	f_{pc}	e_{psc0}	k_{res}	f_{pcu}	e_{psu}
Betão não confinado	-33000	-0.00220	0.2	-6600	-0.00751

Onde,

f_{pc} – Tensão máxima do betão não confinado em mega Pascal (MPa);

e_{psc0} – extensão do betão quando atinge a tensão máxima;

K_{res} – Coeficiente que traduz a parcela de resistência residual do betão;

f_{pcu} – Tensão última do betão em MPa;

e_{psu} – Extensão última do betão.

Na construção do modelo foram utilizados diferentes valores de confinamento nas secções. A curva de comportamento que caracteriza o betão confinado está apresentada na figura 3.19. Para uma caracterização mais exacta do comportamento do modelo, assim recorrendo às equações (3.10) a (3.14), inclusive, determinam-se os valores característicos para cada valor de confinamento.

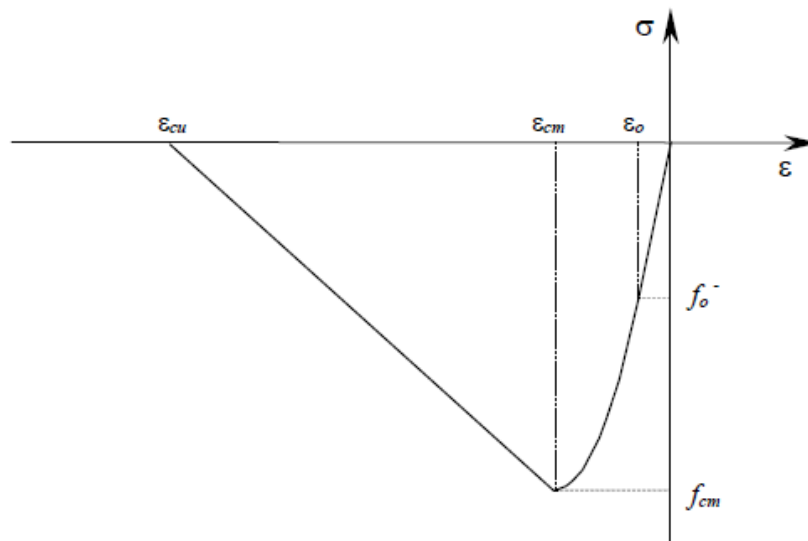


Figura 3.19 Curva de comportamento para a simulação do comportamento do betão (Adaptado de Vila Pouca, N., 2001)

$$K = 1 + \rho_v \cdot f_{syf} / f_{c0} \quad (3.10)$$

$$\rho_v = A_{sw} l_w / (b_c h_c s) \quad (3.11)$$

$$f_{cm} = k \cdot f_{c0} \quad (3.12)$$

$$\varepsilon_{cm} = k \cdot \varepsilon_{c0} \quad (3.13)$$

Equação (3.14):

$$Z = 0.5 / \left((3 + 0.29 \cdot f_{c0}) / (145 \cdot f_{c0} - 1000) + 3/4 \cdot \rho_v \cdot \sqrt{h_c / s} - \varepsilon_{cm} \right) \quad (f_{c0} \text{ em MPa})$$

Os valores apresentados nas equações (3.15) a (3.17), inclusive, encontram-se apresentados na figura 3.20 e as propriedades dos materiais utilizados encontram-se no quadro 3.17.

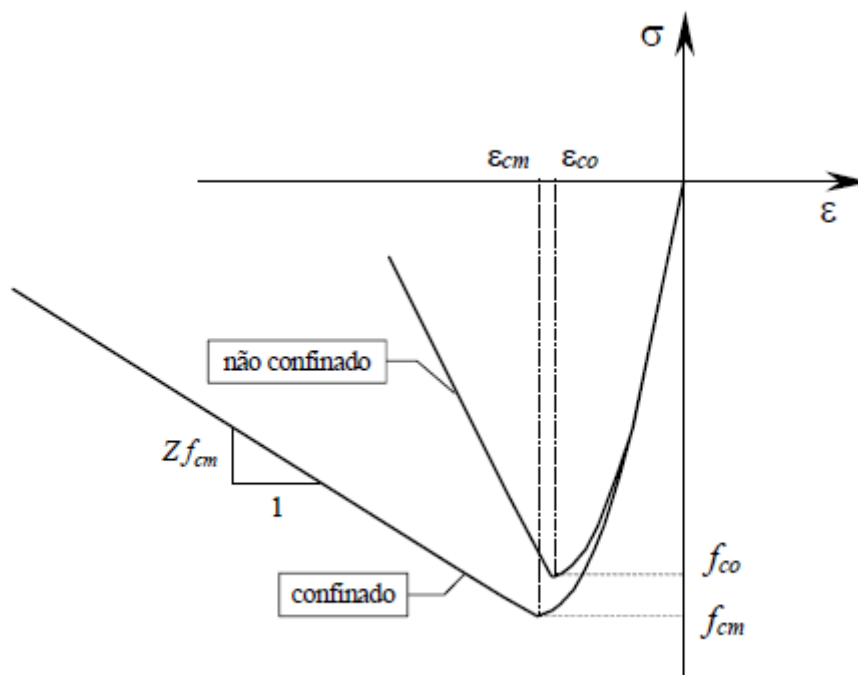


Figura 3.20 Curva comparativa do comportamento do betão não confinado e confinado (Adaptado de Vila Pouca, N., 2001)

Quadro3.17 Características dos diferentes tipos de betão confinado

Material	f_{cm}	ϵ_{cm}	k_{res}	f_{cu}	ϵ_{cu}
CONCORE18	-38833.7	-0.00259	0.2	-7766.74	-0.02614
CONCORE16	-36281.5	-0.00242	0.2	-7256.29	-0.01453
CONCORE110	-42115.2	-0.00281	0.2	-8423.03	-0.04107
CONCORE210	-39620.5	-0.00264	0.2	-7924.1	-0.03456
CONCORE28	-37237.1	-0.00248	0.2	-7447.42	-0.02197
CONCORE26	-35383.4	-0.00236	0.2	-7076.68	-0.01218
CONCOREB	-37879.1	-0.00253	0.2	-7575.82	-0.02685

Em que,

CONCORE18 – Características do betão confinado nas secções, P1 e P3, com armadura transversal $\phi 8$ afastado de 0.1 metros.

CONCORE16 – Características do betão confinado nas secções, P1 e P3, com armadura transversal $\phi 6$ afastado de 0.1 metros.

CONCORE110 – Características do betão confinado nas secções, P1 e P3, com armadura transversal $\phi 10$ afastado de 0.1 metros.

CONCORE210 – Características do betão confinado nas secções, P2, com armadura transversal $\phi 10$ afastado de 0.1 metros.

CONCORE28 – Características do betão confinado nas secções, P2, com armadura transversal $\phi 8$ afastado de 0.1 metros.

CONCORE26 – Características do betão confinado nas secções, P2, com armadura transversal $\phi 6$ afastado de 0.1 metros.

CONCOREB – Características do betão confinado nas secções, viga interior e viga exterior, com armadura transversal $\phi 8$ afastado de 0.1 metros.

3.3.5. MODELO DE COMPORTAMENTO DO MATERIAL AÇO

O modelo de comportamento do aço adoptado é o modelo de Menegotto-Pinto que é apresentado na figura 3.21 e as propriedades da modelação do material são apresentadas no quadro 3.18.

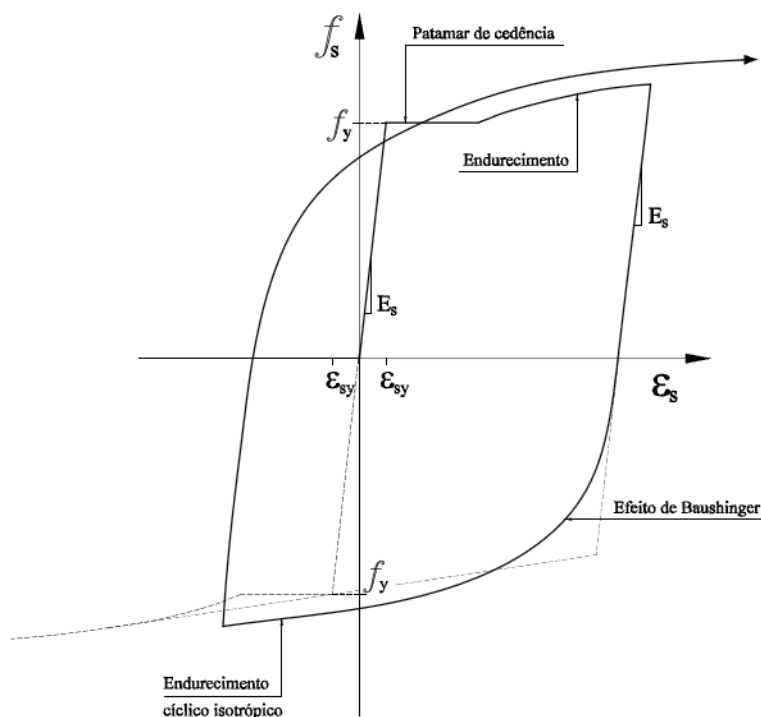


Figura 3.21 Curva de comportamento do aço adoptada (adaptado de Bento, 1996; Gomes e Appleton, 1997)

Quadro 3.18 Propriedades do aço

Material	f_y	E_s	E_{sh}/E_s	R0	a1	a2
Aço	500000	2.06E+08	0.01	20	0.925	0.15

Onde,

E_s e E_{sh} correspondem ao módulo elástico e de endurecimento do aço, respectivamente. R_0 , a_1 e a_2 , são os factores definidores do efeito Baushinger.

f_y – Tensão de cedência do aço em MPa;

E_s – Módulo de elasticidade do aço.

A modelação não linear implicou a manipulação de uma elevada quantidade de informação, de onde se destaca o número de nós, 1407, que resulta em 8442 graus de liberdade, o número de elementos é também elevado, 1480. Na determinação dos materiais foram modelados 9 tipos de materiais variando o seu coeficiente de confinamento no material betão, e são modeladas 21 secções.

Na análise não linear foram realizadas 12 análises, 4 análises com cada acelerograma, estas análises duraram em média cerca de 48 horas, para efectuar um sismo de 30 segundos com steps de 0.02 segundos, em cada step foram analisadas 8442 equações de equilíbrio, este facto demonstra a complexidade que uma análise não linear dinâmica tridimensional acarreta.

4

ANÁLISE DE RESULTADOS DA ANÁLISE LINEAR E DA ANÁLISE NÃO LINEAR

4.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo são apresentados os resultados provenientes das análises lineares e não lineares, efectuadas depois da modelação apresentada no Capítulo 3. Recorde-se que esta modelação envolve a consideração do estado fendilhado da estrutura, a qual foi simulada através de uma redução do módulo de elasticidade do betão como preconizado no EC8. Assim, são apresentados os deslocamentos máximos, o corte basal máximo, os deslocamentos relativos entre pisos, a informação modal da estrutura. Adicionalmente, é apresentada uma análise comparativa dos resultados obtidos da análise elástica da estrutura quando não se consideram os efeitos da fendilhação.

4.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS DA ANÁLISE LINEAR

4.2.1. FREQUÊNCIAS, PERÍODOS E MODOS DE PARTICIPAÇÃO MODAL DA ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ

As figuras 4.1 e 4.2 apresentam a configuração dos primeiros dois modos de vibração e o quadro 4.1 apresenta a informação dos modos de vibração.

Quadro 4.1 Períodos, Frequências Modais e Factores de Participação Modal da Estrutura com metade da rigidez

Caso de Análise	Modo	Período S	Frequência Hz	MUY	MUX	MUZ	MRY	MRX	MRZ
Análise Modal	1	0.865	1.157	0.00%	93.26%	0.00%	96.83%	0.00%	0.00%
Análise Modal	2	0.837	1.195	92.52%	0.00%	0.00%	0.00%	97.22%	0.00%
Análise Modal	3	0.279	3.585	0.00%	5.59%	0.00%	2.75%	0.00%	0.00%
Análise Modal	4	0.256	3.911	6.15%	0.00%	0.00%	0.00%	2.62%	0.00%
Análise Modal	5	0.254	3.932	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	49.08%
Análise Modal	6	0.198	5.053	0.00%	0.22%	0.00%	0.19%	0.00%	0.00%
Análise Modal	7	0.178	5.604	0.00%	0.11%	0.00%	0.14%	0.00%	0.00%
Análise Modal	8	0.150	6.672	0.00%	0.06%	0.00%	0.01%	0.00%	37.06%
Análise Modal	9	0.149	6.696	0.00%	0.26%	0.00%	0.03%	0.00%	7.31%
Análise Modal	10	0.144	6.963	1.15%	0.00%	0.00%	0.00%	0.12%	0.00%
Análise Modal	11	0.126	7.925	0.00%	0.45%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
Análise Modal	12	0.109	9.137	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	6.53%

Onde,

MUX – Participação modal de translação na direcção x;

MUY – Participação modal de translação na direcção y;

MUZ – Participação modal de translação na direcção z;

MRX – Participação modal de rotação na direcção x;

MRY – Participação modal de rotação na direcção y;

MRZ – Participação modal de rotação na direcção z.

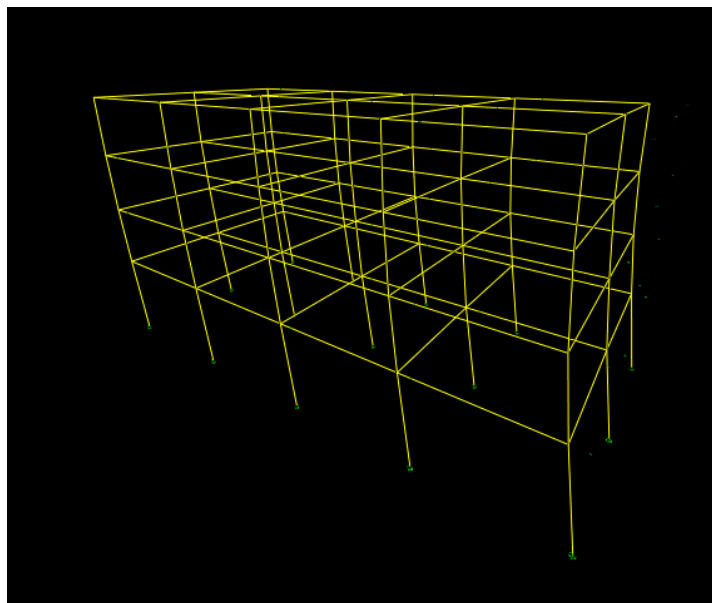


Figura 4.1 1º Modo de vibração

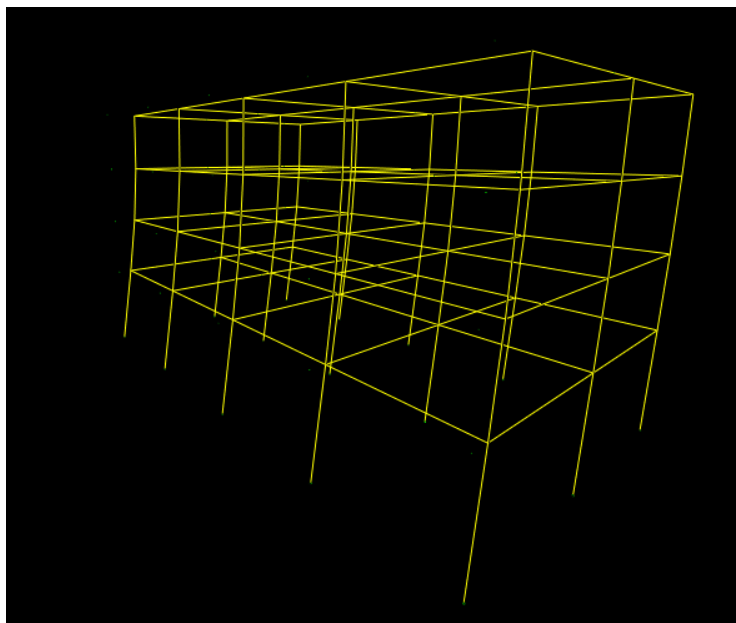


Figura 4.2 2º Modo de vibração

Como é possível observar no Quadro 4.1, os 2 primeiros modos de vibração são de translação horizontal e são os que têm a maior contribuição na resposta da estrutura, com factores de participação de massa modal superiores a 90%. Observa-se que o terceiro modo já é pouco importante, e que, sendo um modo torsional, confirma que a torção não tem grande relevância neste edifício, visto ser uma estrutura muito regular.

4.2.2. DESLOCAMENTOS MÁXIMOS DA ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ

Com o auxílio do programa de cálculo automático, SAP 2000 v14.0.0, foram calculados os deslocamentos máximos da estrutura na direcção x e y, quando a estrutura é solicitada pelas diferentes combinações de acções sísmicas já apresentadas. Os deslocamentos apresentados nas figuras 4.3 e 4.4 são obtidos através da equação (4.1):

$$U_{Final} = U_{projecto} \cdot q \quad (4.1)$$

onde, U_{Final} é o deslocamento final da estrutura na análise linear e $U_{projecto}$ é o deslocamento obtido da análise linear através da aplicação do espectro de resposta de projecto. O cálculo dos deslocamentos é efectuado com combinação quadrática completa dos deslocamentos modais para obtenção do valor final. O valor do coeficiente de comportamento, q , é 3.9, este valor é calculado utilizando a expressão do quadro 2.1 para estruturas porticadas e de classe de ductilidade média.

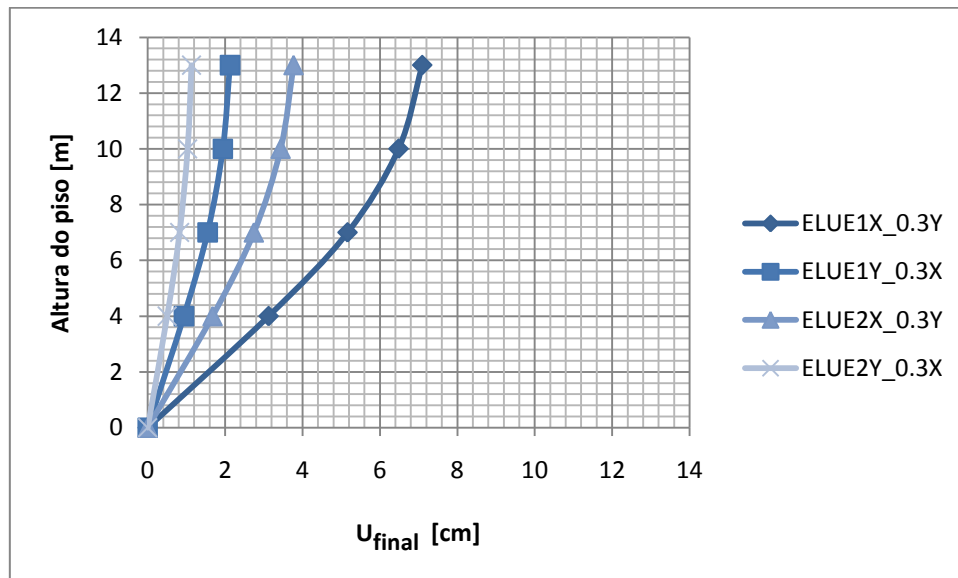


Figura 4.3 Deslocamento máximo na direcção x da estrutura com metade da rigidez

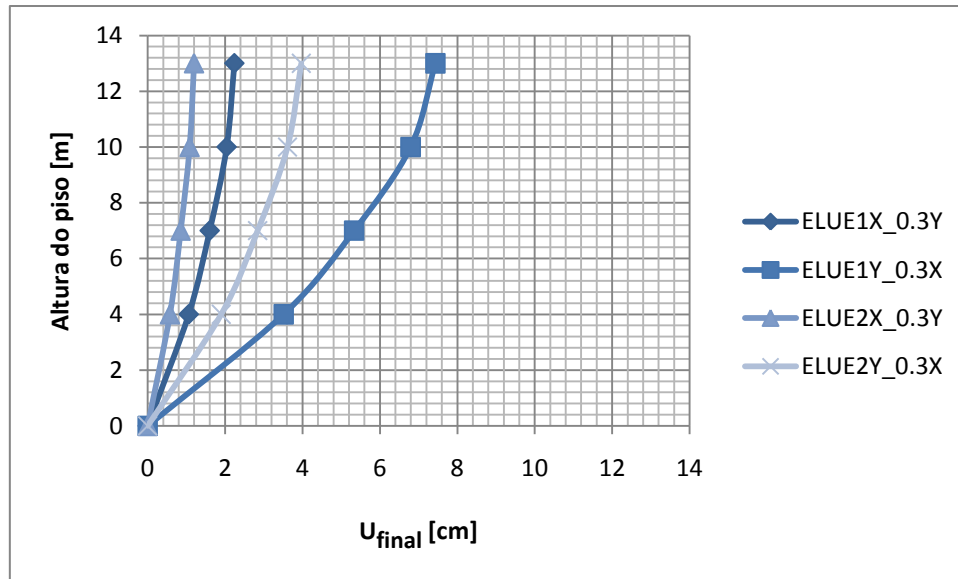


Figura 4.4 Deslocamento máximo na direcção y da estrutura com metade da rigidez

Como se pode observar pelos resultados da análise modal do quadro 4.1, os deslocamentos máximos estão situados entre 7 e 7.5 centímetros. É de salientar que estes deslocamentos máximos são obtidos nos pórticos centrais de cada uma das direcções. Os deslocamentos máximos são, aproximadamente, iguais pois a rigidez é semelhante nas duas direcções.

Através dos gráficos é possível ver que a acção sísmica tipo I é a que provoca maiores deslocamentos, como é fácil de compreender através do espectro de resposta, pois este tem acelerações espectrais mais altas, na gama dos períodos de vibração da estrutura. No quadro 4.2 são apresentados os valores numéricos para a combinação mais desfavorável.

Quadro 4.2 Valores do deslocamento máximo da estrutura com metade da rigidez

Piso	$U_{X_{Projecto}}$ [cm]	$U_{Y_{Projecto}}$ [cm]	q	$U_{X_{Final}}$ [cm]	$U_{Y_{Final}}$ [cm]
0	0.00	0.00	3.9	0.00	0.00
1	0.80	0.90	3.9	3.12	3.51
2	1.32	1.37	3.9	5.16	5.33
3	1.66	1.74	3.9	6.48	6.79
4	1.82	1.91	3.9	7.09	7.43

Onde,

$U_{X_{Projecto}}$ – Deslocamento de projecto na direcção x;

$U_{Y_{Projecto}}$ – Deslocamento de projecto na direcção y;

$U_{X_{Final}}$ – Deslocamento real da estrutura na direcção x;

U_{yFinal} – Deslocamento real da estrutura na direcção y.

4.2.3. CORTE BASAL NOS DIFERENTES PISOS DA ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ

Na avaliação dos valores do corte basal, cada uma das direcções, é analisada separadamente.

Para a determinação do corte basal são analisadas as combinações sísmicas nas duas direcções, de forma a observar quais os valores máximos de corte introduzidos pela aceleração espectral em cada um dos pisos. Os valores calculados encontram-se agrupados na figura 4.5 e na 4.6.

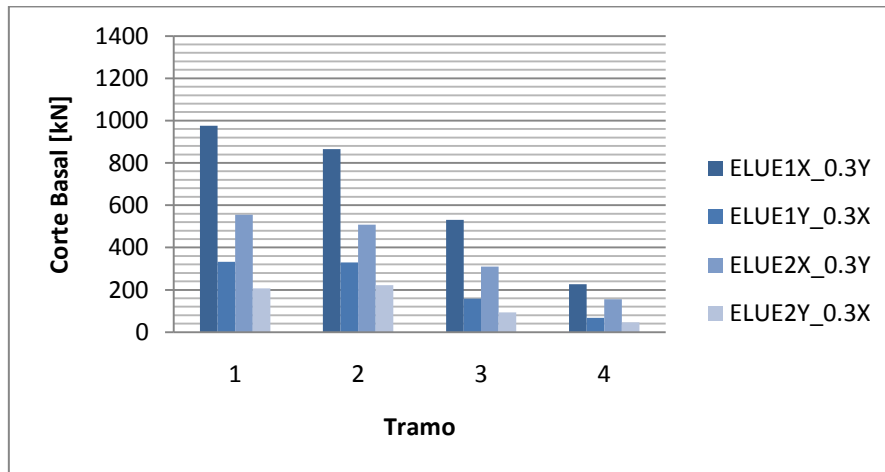


Figura 4.5 Corte basal máximo na direcção x da estrutura com metade da rigidez

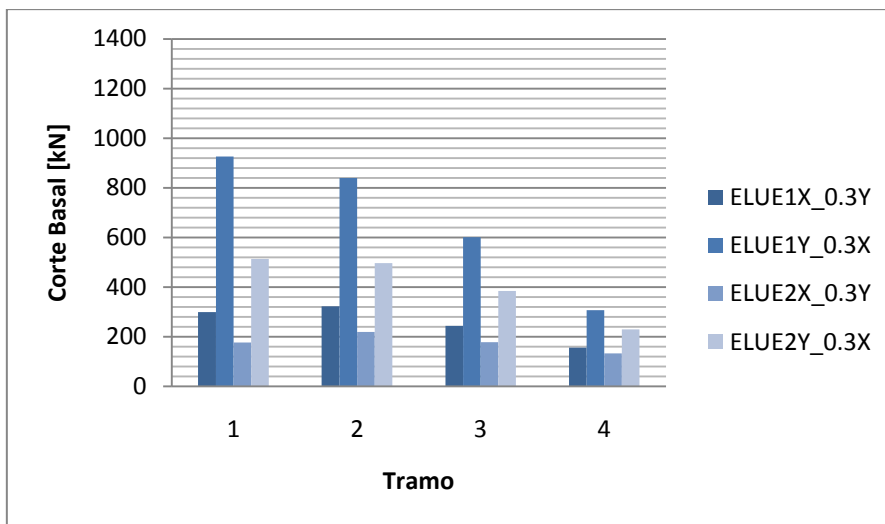


Figura 4.6 Corte basal máximo na direcção y da estrutura com metade da rigidez

Como se pode observar nas figuras 4.5 e 4.6, o valor de corte basal máximo verificado na direcção x é 975.43 kN, no primeiro piso, e ocorre na combinação sísmica do tipo I, ELUE1X_0.3Y, que é de resto a que verifica maior corte basal em todos os pisos.

Na direcção y, o valor máximo atingido é 925.61 kN, no primeiro piso, este valor é verificado na combinação sísmica do tipo I, ELUE1Y_0.3X, que é a combinação que provoca maior corte basal em todos os pisos.

4.2.4. DESLOCAMENTOS RELATIVOS ENTRE PISOS (DRIFT) DA ESTRUTURA COM METADE DA RIGIDEZ

A avaliação dos deslocamentos relativos entre pisos é efectuada directamente do programa de cálculo. Uma vez que os modos de vibração da estrutura apresentam torção, é então utilizado o método simplificado para a determinação dos mesmos, de medição da distorção de cada piso, apresentado no Capítulo 3.

A avaliação da estrutura foi efectuada com o sismo de projecto. Porém cumprindo os requisitos do EC8, o valor dos deslocamentos relativos entre pisos é afectado pelo coeficiente v , igual a 0.4, de acordo com o anexo nacional, para traduzir o sismo de menor período de retorno.

Os valores máximos dos deslocamentos relativos entre pisos são comparados com os limites impostos na cláusula 4.4.3.2 do EC8 que limita os danos da estrutura em caso de sismo. De acordo com esta cláusula, o deslocamento máximo entre pisos máximo para o sismo com menor período de retorno, $d_r \cdot v$, tem de ser inferior a 0.02 e 0.015 metros, que equivale a 0.5% de drift, no primeiro e restantes pisos, respectivamente. Nas figuras 4.7 e 4.8 são apresentados os deslocamentos relativos entre pisos máximos da estrutura, na direcção X e Y, respectivamente, e nas figuras 4.9 e 4.10 são apresentados os deslocamentos relativos entre pisos que obedecem à regulamentação, de controlo de dano, para o sismo com menor período de retorno.

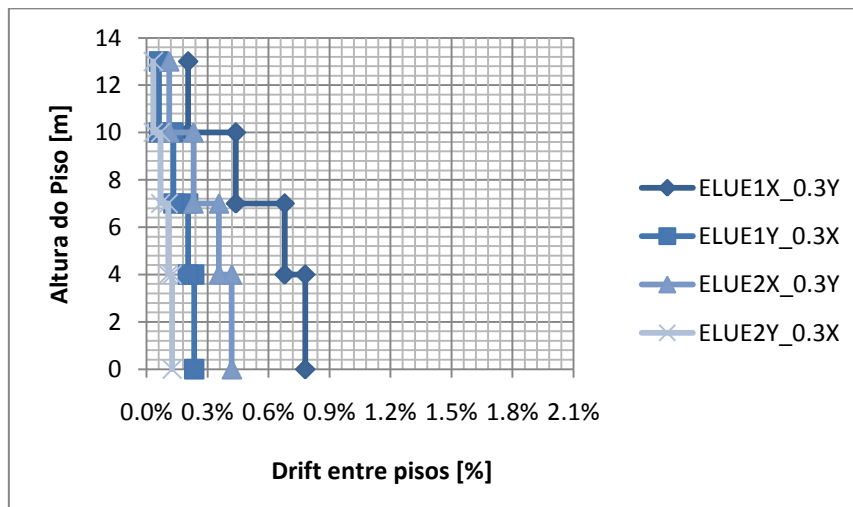


Figura 4.7 Drift máximo entre pisos na direcção x da estrutura com metade da rigidez

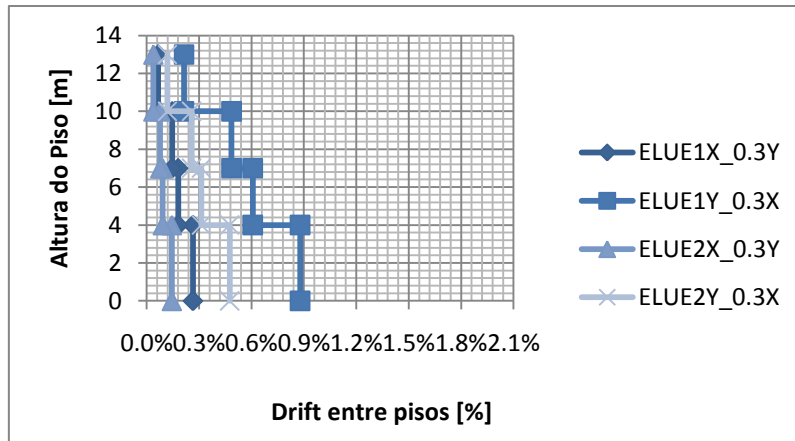


Figura 4.8 Drift máximo entre pisos na direcção y da estrutura com metade da rigidez

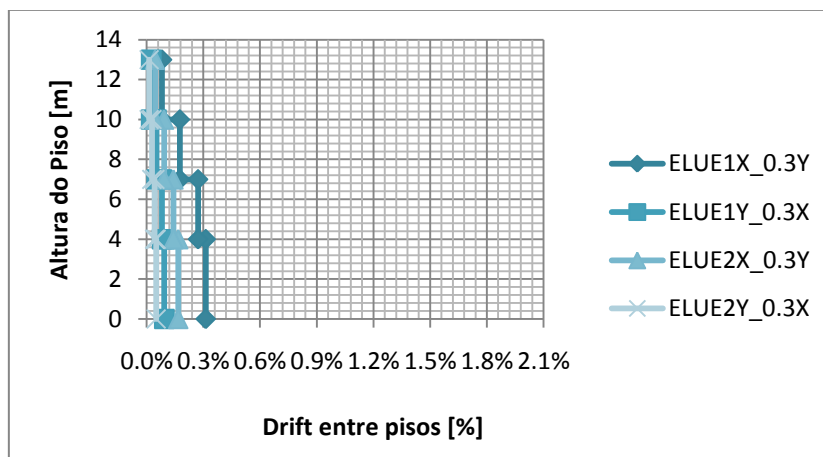


Figura 4.9 Drift máximo de serviço entre pisos na direcção x da estrutura com metade da rigidez

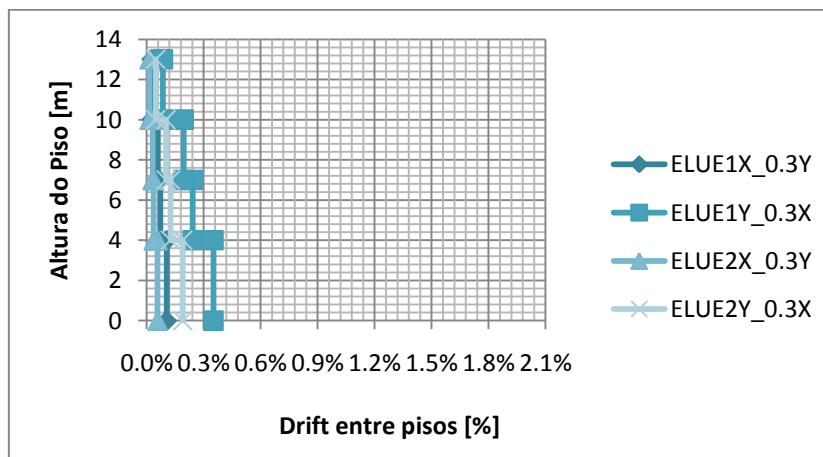


Figura 4.10 Drift máximo de serviço entre pisos na direcção y da estrutura com metade da rigidez

Como é possível observar nas figuras 4.7 e 4.8, o valor do drift entre pisos mostra uma maior concentração da deformação lateral ao nível do piso 1, observando-se um drift de cerca de 0.77% na direcção x e 0.87% na direcção y. Em relação ao sismo de menor período de retorno

estes encontram-se dentro dos limites impostos, situando-se entre 60 e 70% do máximo admissível.

4.2.5. INFLUÊNCIA DA CONSIDERAÇÃO DO BETÃO EM ESTADO NÃO FENDILHADO

O EC8 impõe que na análise sísmica da estrutura seja considerado o efeito da fendilhação. O EC8 sugere que, para esse efeito, se considere o módulo de elasticidade do betão igual a 50% do módulo de elasticidade inicial, caso não exista um conhecimento mais profundo da estrutura deverá ser esta a redução adoptada. Apesar desta redução poder ser suficiente em alguns casos, não é claro que garanta resultados adequados para todas as estruturas.

Para a estrutura em análise a introdução desta condição acarreta várias alterações ao comportamento da estrutura, nos quadros 4.3, 4.4, 4.5, 4.6 e ainda nas figuras 4.11 e 4.12, são apresentados os mesmos aspectos considerados na análise com a estrutura fendilhada e apresentadas as diferenças para a estrutura fendilhada.

Quadro 4.3 Períodos e Frequências modais com módulo de elasticidade inicial

Períodos e Frequências Modais							
Caso de Análise	Modo	Modo	Período		Frequência		Δ FREQ
			Seg	Hz	Δ PERÍODO		
Análise Modal	Modo	1	0.611451	1.6355	70.69%		141.36%
Análise Modal	Modo	2	0.591805	1.6897	70.71%		141.40%
Análise Modal	Modo	3	0.197228	5.0703	70.69%		141.43%
Análise Modal	Modo	4	0.180792	5.5312	70.62%		141.43%
Análise Modal	Modo	5	0.179839	5.5605	70.80%		141.42%
Análise Modal	Modo	6	0.13993	7.1464	70.67%		141.43%
Análise Modal	Modo	7	0.126187	7.9247	70.89%		141.41%
Análise Modal	Modo	8	0.105987	9.4351	70.66%		141.41%
Análise Modal	Modo	9	0.105598	9.4698	70.87%		141.42%
Análise Modal	Modo	10	0.101558	9.8466	70.53%		141.41%
Análise Modal	Modo	11	0.089222	11.208	70.81%		141.43%
Análise Modal	Modo	12	0.077395	12.921	71.00%		141.41%

Onde,

Δ PERÍODO – é a variação do período de vibração da estrutura fendilhada em relação ao da estrutura não fendilhada;

Δ FREQ - é a variação da frequência de vibração da estrutura fendilhada em relação ao da estrutura não fendilhada.

Quadro 4.4 Deslocamento máximo com módulo de elasticidade inicial

Piso	$U_{X_{Projecto}}$ [cm]	$U_{Y_{Projecto}}$ [cm]	q	$U_{X_{Final}}$ [cm]	$U_{Y_{Final}}$ [cm]	Diferença	
						$\Delta U_{X_{Final}}$ [cm]	$\Delta U_{Y_{Final}}$ [cm]
0	0.00	0.00	3.9	0.00	0.00	0.00%	0.00%
1	0.56	0.64	3.9	2.17	2.48	69.60%	70.74%
2	0.92	0.97	3.9	3.59	3.78	69.63%	70.93%
3	1.16	1.23	3.9	4.51	4.81	69.61%	70.91%
4	1.27	1.35	3.9	4.94	5.27	69.62%	70.87%

A diferença apresentada no quadro 4.4 é a diferença de deslocamentos da estrutura não fendilhada em relação à estrutura fendilhada.

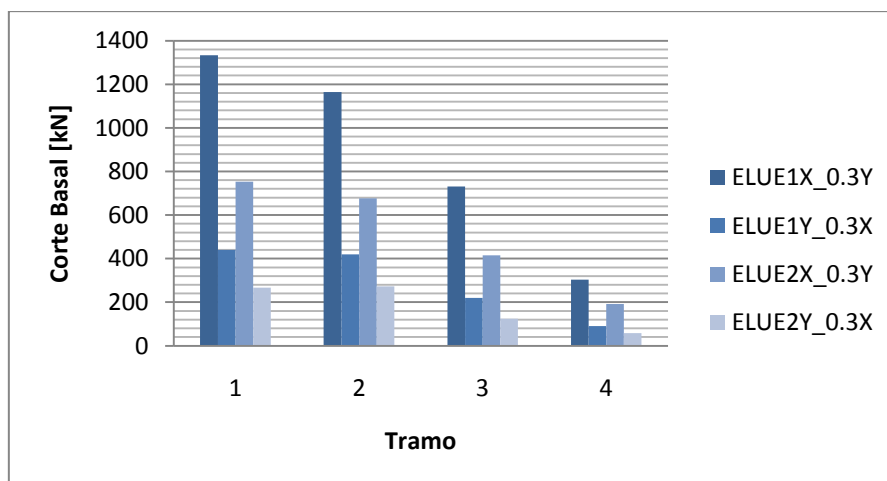


Figura 4.11 Corte basal máximo na direcção x com módulo de elasticidade inicial

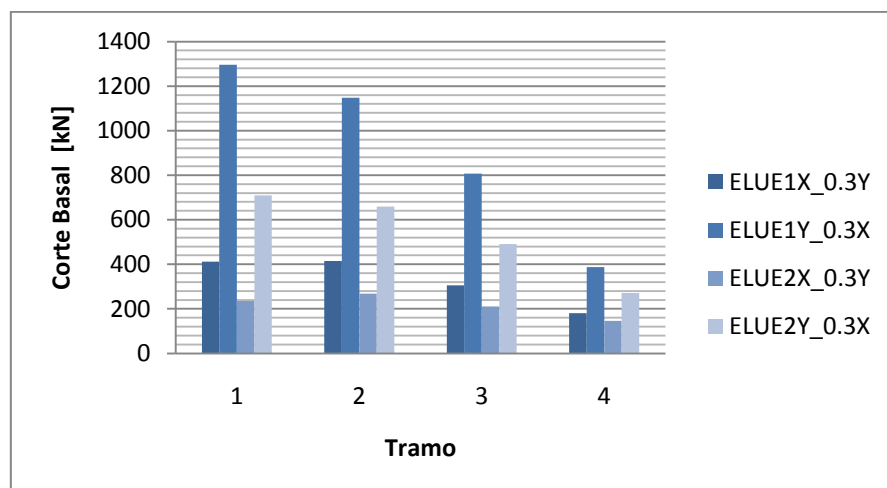


Figura 4.12 Corte basal máximo na direcção y com módulo de elasticidade inicial

Quadro 4.5 Diferença de corte basal entre a estrutura com metade da rigidez e a estrutura com módulo de elasticidade inicial

Piso	Combinação	%Vx	%Vy
Piso 1	ELUE1X_0.3Y	136.66%	137.08%
	ELUE1Y_0.3X	132.22%	140.05%
	ELUE2X_0.3Y	135.73%	133.29%
	ELUE2Y_0.3X	128.76%	138.10%
Piso 2	ELUE1X_0.3Y	134.67%	128.69%
	ELUE1Y_0.3X	127.33%	136.66%
	ELUE2X_0.3Y	132.88%	122.26%
	ELUE2Y_0.3X	122.59%	132.73%
Piso 3	ELUE1X_0.3Y	137.72%	125.33%
	ELUE1Y_0.3X	137.71%	134.17%
	ELUE2X_0.3Y	134.01%	118.01%
	ELUE2Y_0.3X	134.00%	127.86%
Piso 4	ELUE1X_0.3Y	134.38%	115.47%
	ELUE1Y_0.3X	134.38%	126.26%
	ELUE2X_0.3Y	123.77%	109.29%
	ELUE2Y_0.3X	123.77%	117.93%

Onde,

%Vx – variação percentual do corte basal na direcção x da estrutura não fendilhada para a fendilhada;

%Vy – variação percentual do corte basal na direcção y da estrutura não fendilhada para a fendilhada.

Quadro 4.6 Deslocamentos relativos entre pisos na estrutura com módulo de elasticidade inicial

Piso	Deslocamento relativo de projecto		Deslocamento relativo de serviço		Diferença	
	d _{r,x}	d _{r,y}	d _{r,x}	d _{r,y}	d _{r,x}	d _{r,y}
1	0.55%	0.63%	0.23%	0.25%	69.55%	70.69%
2	0.47%	0.43%	0.20%	0.17%	69.73%	71.23%
3	0.30%	0.33%	0.13%	0.13%	69.71%	70.90%
4	0.13%	0.17%	0.07%	0.07%	69.45%	70.27%

A diferença apresentada no quadro 4.6, significa a diferença de deslocamento relativo da estrutura com consideração da fendilhação, metade da rigidez, em relação à estrutura com a rigidez inicial.

Como se pode observar no quadro 4.3, a consideração do betão fendilhado implica maiores deformações, cerca de 30%, relativamente à estrutura com betão com a rigidez inicial. Os valores de corte basal na estrutura com rigidez inicial são bastante superiores ao da estrutura com metade da rigidez, quadro 4.5, com diferenças entre 9% e 40%, devido à sua maior rigidez. O drift entre pisos, por sua vez, é menor em cerca de 30%, em relação ao valor do drift entre pisos da estrutura com metade da rigidez. Para o sismo de menor período de retorno os limites do deslocamento são cumpridos, tal como na estrutura com metade da rigidez. As frequências modais de vibração da estrutura não fendilhada são superiores em cerca de 42%, em relação às frequências da estrutura com metade da rigidez, com o período modal de vibração dá-se a situação inversa.

4.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS DA ANÁLISE NÃO LINEAR

4.3.1. PERÍODO E FREQUÊNCIA MODAL DA ESTRUTURA

No quadro 4.7 são apresentados as frequências e os períodos de vibração dos oito primeiros modos de vibração da estrutura definida com o modelo de fibras anteriormente referido. A análise não linear não calcula directamente as frequências modais, mas utilizando o ramo linear do modelo de comportamento do betão é possível obter as frequências modais calculadas ainda na fase elástica. A rigidez do betão é caracterizada pela expressão da figura 3.18. esta expressão proporciona uma maior rigidez em relação à análise linear elástica, o que dá origem a frequências de vibração mais altas do que as da análise linear, como se pode observar no quadro 4.7.

Quadro 4.7 Frequências e períodos de vibração da estrutura

Modo	Período [s]	Frequência [Hz]
1	0.668	1.497
2	0.376	2.660
3	0.212	4.717
4	0.159	6.289
5	0.154	6.494
6	0.141	7.092
7	0.125	8.000
8	0.109	9.174

4.3.2. DESLOCAMENTOS MÁXIMOS

Nesta secção, são apresentados os deslocamentos máximos obtidos na análise dinâmica efectuada com o modelo descrito na secção 3.3.1.1. nestas análises não lineares são considerados os 3 acelerogramas referidos na secção 3.3.1.3. As figuras 4.13 a 4.18 mostram os

deslocamentos registados ao longo desta avaliação. No quadro 4.8 são apresentados os valores máximos para cada acelerograma.

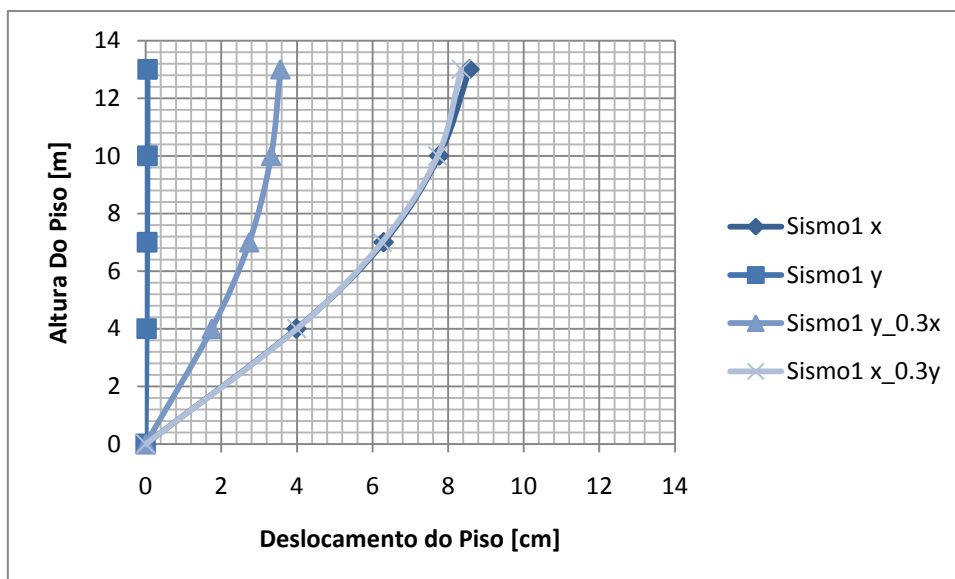


Figura 4.13 Deslocamento na direcção x perante a acção do sismo artificial 1

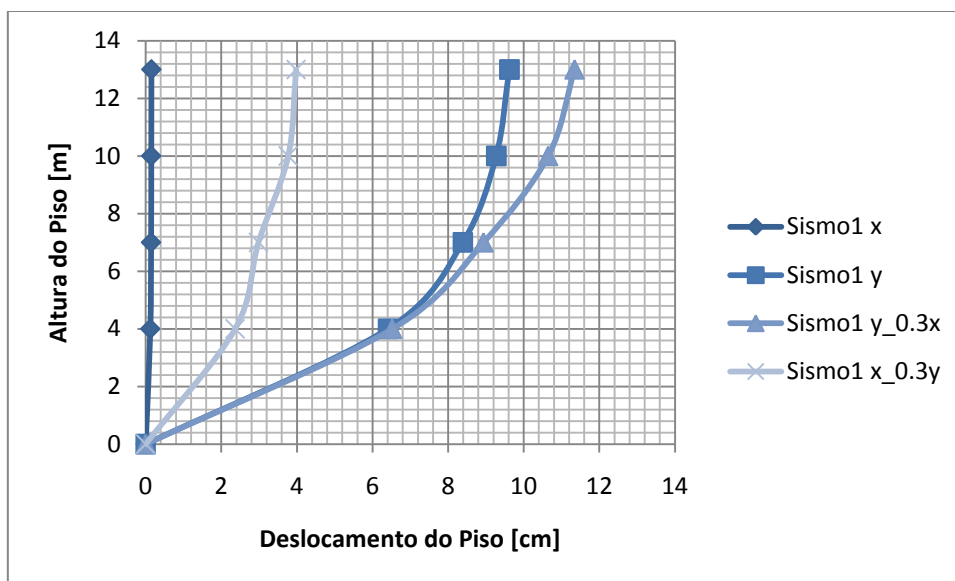


Figura 4.14 Deslocamento na direcção y perante a acção do sismo artificial 1

Onde,

Sismo 1 x – acelerograma 1 aplicado na direcção x;

Sismo 1 y – acelerograma 1 aplicado na direcção y;

Sismo 1 y_0.3x – acelerograma 1 aplicado 100% na direcção y e 30% na direcção x;

Sismo 1 x_0.3y – acelerograma 1 aplicado 100% na direcção x e 30% na direcção y.

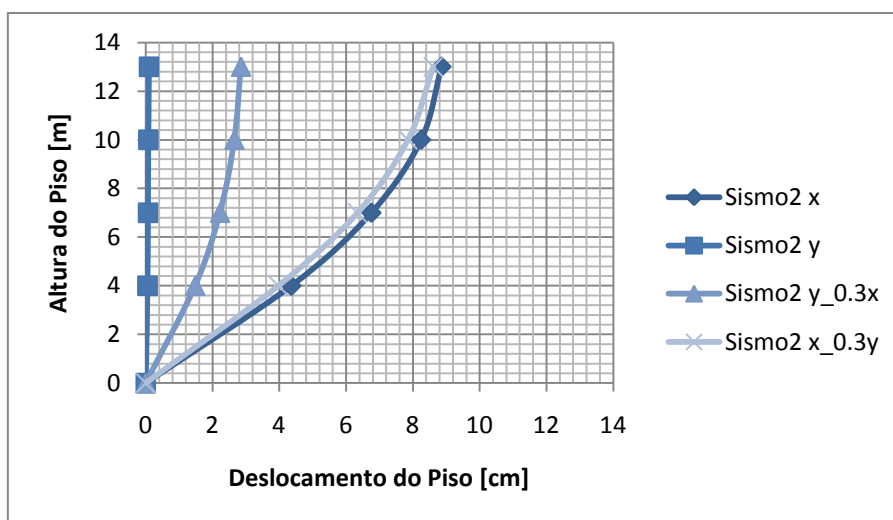


Figura 4.15 Deslocamento na direcção x perante a acção do sismo artificial 2

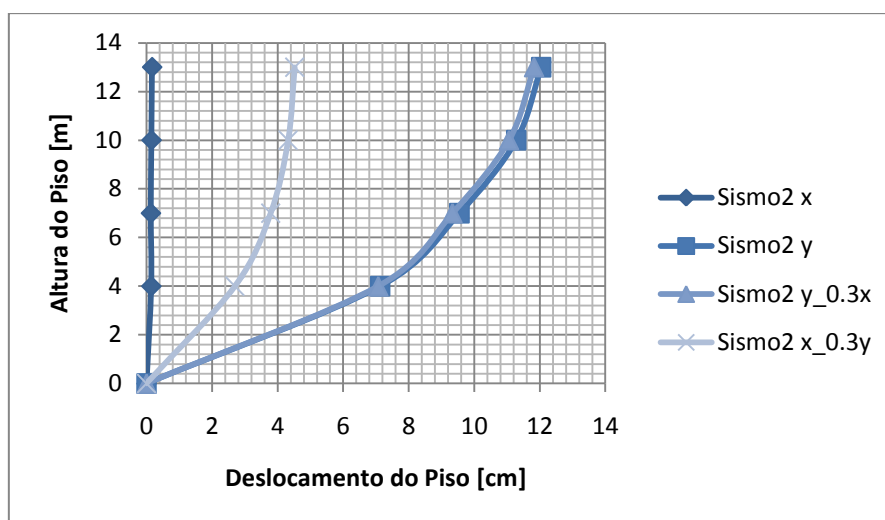


Figura 4.16 Deslocamento na direcção y perante a acção do sismo artificial 2

Onde,

Sismo 2 x – acelerograma 2 aplicado na direcção x;

Sismo 2 y – acelerograma 2 aplicado na direcção y;

Sismo 2 y_0.3x – acelerograma 2 aplicado 100% na direcção y e 30% na direcção x;

Sismo 2 x_0.3y – acelerograma 2 aplicado 100% na direcção x e 30% na direcção y.

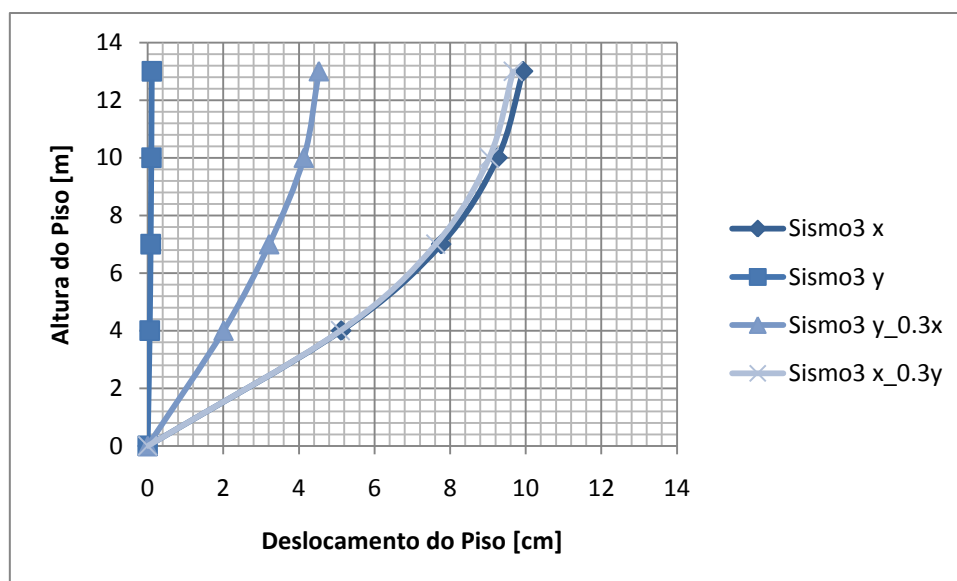


Figura 4.17 Deslocamento na direcção x perante a acção do sismo artificial 3

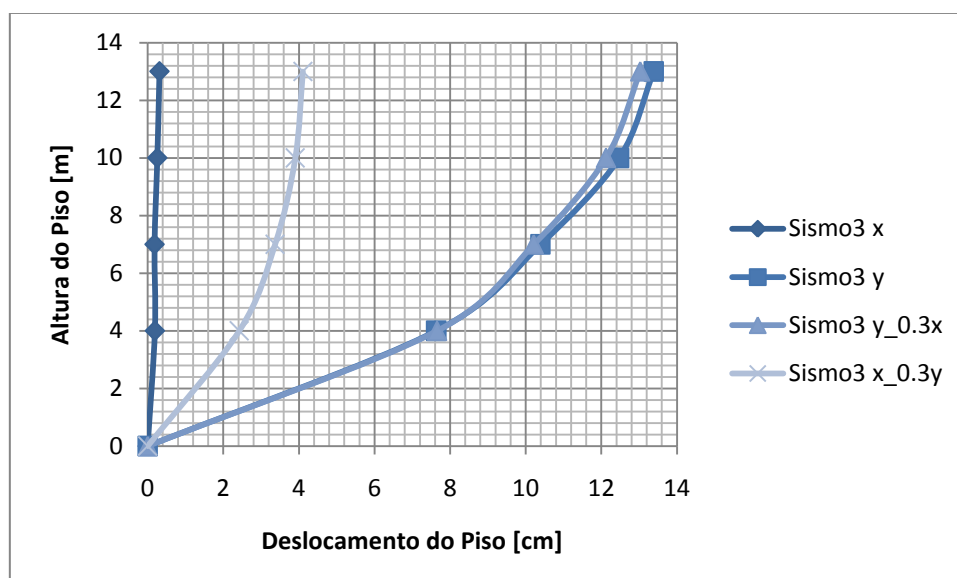


Figura 4.18 Deslocamento na direcção y perante a acção do sismo artificial 3

Onde,

Sismo 3 x – acelerograma 3 aplicado na direcção x;

Sismo 3 y – acelerograma 3 aplicado na direcção y;

Sismo 3 y_0.3x – acelerograma 3 aplicado 100% na direcção y e 30% na direcção x;

Sismo 3 x_0.3y – acelerograma 3 aplicado 100% na direcção x e 30% na direcção y.

Quadro 4.8 Deslocamento máximo registado com cada acelerograma

Piso	Sismo Artificial 1		Sismo Artificial 2		Sismo Artificial 3	
	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	3.98	6.52	4.36	7.13	5.12	7.63
2	6.29	8.93	6.76	9.54	7.76	10.39
3	7.76	10.64	8.25	11.28	9.25	12.47
4	8.56	11.34	8.86	12.04	9.93	13.39

Nas figuras 4.14, 4.16 e 4.18 são apresentados os valores dos deslocamentos máximos na direcção y. Como é possível verificar, o máximo deslocamento registado ocorre no sismo artificial 3, na combinação com o sismo a actuar na direcção y, na qual atinge 13.39 centímetros. Os valores máximos registados nos sismos 2 e 3 verificam-se quando a acção sísmica actua apenas na direcção y. De acordo com o EC8 a acção sísmica deve ser considerada actuando nas duas direcções, Eqs. (2.4) e (2.5). Assim, os valores máximos, a considerar, nesta direcção são, ligeiramente, mais baixos, como se verifica nas figuras 4.16 e 4.18. Como se pode observar quando a acção sísmica actua só na direcção x os deslocamentos na direcção y são muito reduzidos, conforme era esperado, tal como quando a acção sísmica actua só na direcção y os deslocamentos na direcção x são praticamente nulos.

As figuras 4.13, 4.15 e 4.17 apresentam os deslocamentos máximos na direcção x verificados na análise não linear. Como ocorre na análise na direcção y, nomeadamente, nos sismos artificiais 2 e 3, o deslocamento máximo ocorre com o sismo unidireccional em x, onde o valor máximo é alcançado com o sismo 3. O valor máximo registado é 9.93 centímetros. Os valores do deslocamento máximo nos casos onde é considerado que o sismo actua nas duas direcções em simultâneo são ligeiramente inferiores.

Para a comparação dos deslocamentos obtidos na análise não linear com a análise elástica não linear vão ser considerados os valores médios do deslocamento, quadro 4.9, embora este procedimento não seja regulamentar, pois foram efectuados apenas 3 acelerogramas em vez de 7, este é admitido como o procedimento mais adequado para este caso.

Quadro 4.9 Valores médios do deslocamento máximo

Piso	Valores Médios	
	Ux	Uy
	[cm]	[cm]
0	0.00	0.00
1	4.49	7.09
2	6.94	9.62
3	8.42	11.47
4	9.12	12.26

Como se pode observar no quadro 4.9, o valor médio do deslocamento máximo no topo na direcção x é 9.12 centímetros que é cerca de 20% superior ao valor obtido na análise elástica linear. Na direcção y, o valor médio de deslocamento máximo é 12.26 centímetros que é cerca de 40% superior ao valor obtido na análise elástica linear.

De forma a validar os resultados com o modelo 3D da presente análise, foram considerados os valores obtidos por (Pereira, 2010), que utiliza a mesma estrutura que a analisada na presente dissertação, mas utiliza análises planas, centrando-se nos pórticos centrais da estrutura.

O deslocamento obtido na direcção x em (Pereira, 2010) é cerca de 11 centímetros, este valor é um pouco superior ao obtido com o modelo 3D, este facto é expectável, visto o pórtico central ser o pórtico com menor rigidez, sendo no modelo 3D reduzido pela menor deformação dos pórticos laterais, resultando um deslocamento máximo médio de cerca de 9.10 centímetros.

Na direcção y, o valor obtido em (Pereira, 2010) é cerca de 10 centímetros, este valor é inferior ao observado no modelo 3D e é explicado pela formação do mecanismo tipo “soft-storey” no modelo 3D, o que não se verifica no modelo plano (Pereira, 2010), e resulta num deslocamento máximo médio de 12.26 centímetros.

4.3.3. CORTE BASAL

Na presente secção são apresentados os valores máximos de corte basal, obtidos na análise da estrutura com os diferentes sismos artificiais, os resultados são apresentados nas figuras 4.19 a 4.24.

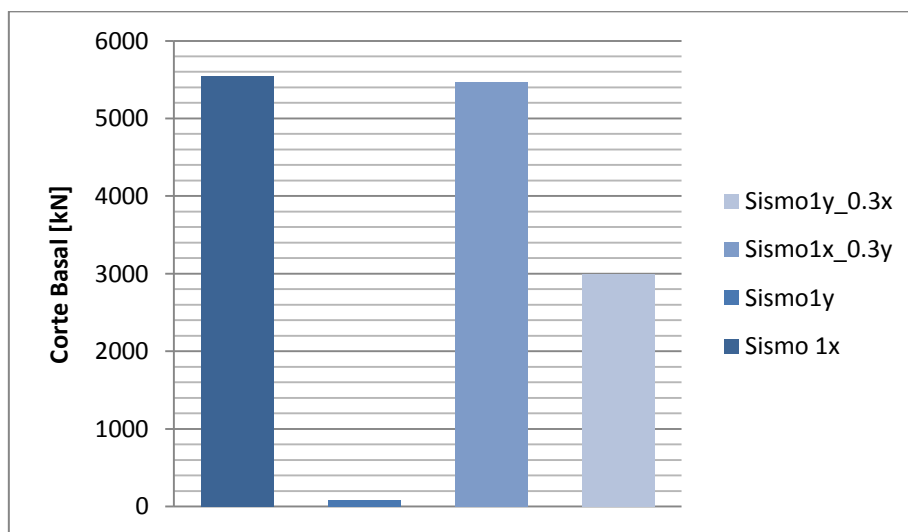


Figura 4.19 Corte basal na direcção x registado com o sismo artificial 1

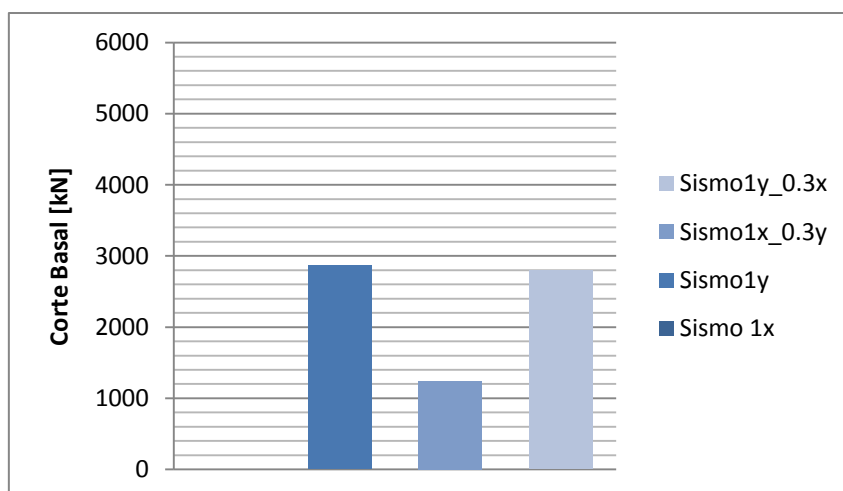


Figura 4.20 Corte basal na direcção y registado com o sismo artificial 1

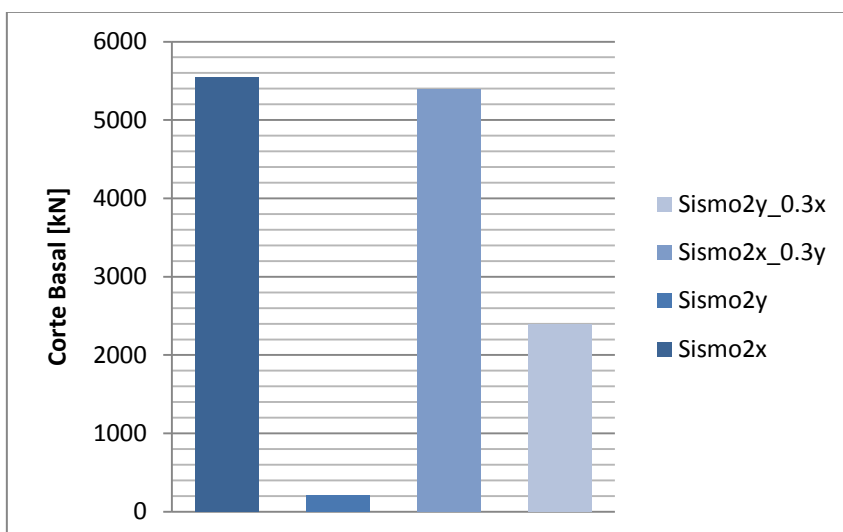


Figura 4.21 Corte basal na direcção x registado com o sismo artificial 2

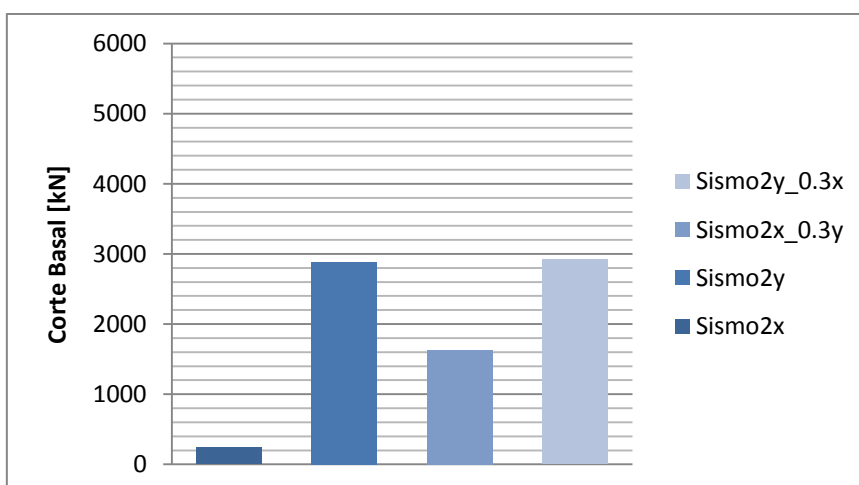


Figura 4.22 Corte basal na direcção y registado com o sismo artificial 2

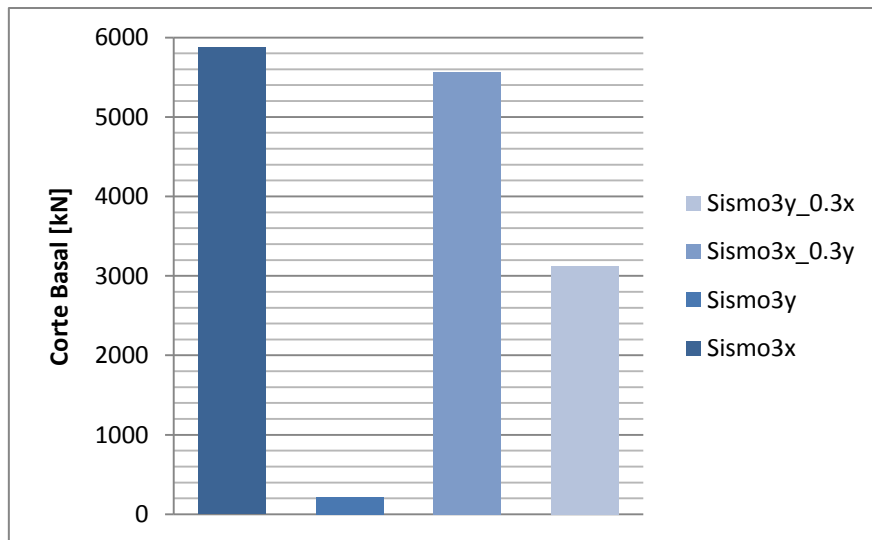


Figura 4.23 Corte basal na direcção x registado com o sismo artificial 3

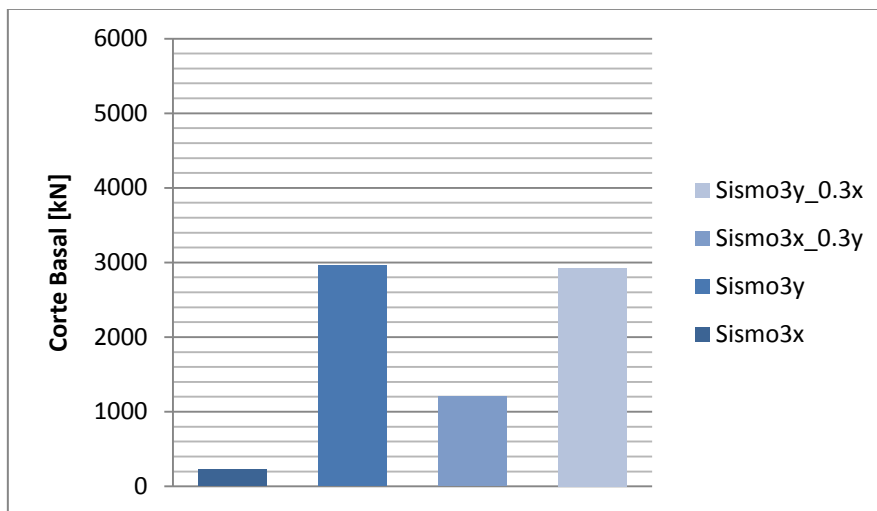


Figura 4.24 Corte basal na direcção y registado com o sismo artificial 3

Para validar os valores de corte basal obtidos com o modelo 3D, recorreu-se aos resultados de (Pereira, 2010), que elaborou o estudo da mesma estrutura recorrendo a análises planas, lineares e não lineares. Na elaboração deste trabalho obteve-se o valor de corte basal na direcção x de cerca de 1500 kN, no pórtico central, e na direcção y obteve-se cerca de 600 kN, também no pórtico central.

Atendendo, a que a estrutura é formada por 3 pórticos, na direcção x, sendo os 2 pórticos laterais mais resistentes do que o pórtico central podemos estimar que o corte basal destes pórticos laterais será superior ao corte basal do pórtico central, 1500 kN. O valor de 5872 kN, figura 4.23, obtido na presente análise com o modelo 3D é consistente com a análise plana, ou seja, apontaria para valores de cerca de 2180 kN nos pórticos laterais e 1500 kN para o pórtico central, o que é aceitável face às geometrias dos pórticos e da orientação dos pilares.

Na direcção y, a estrutura é constituída por 5 pórticos, 3 pórticos centrais e dois pórticos laterais maior resistência que os pórticos centrais, podemos estimar que o corte basal destes pórticos será superior ao corte basal do pórtico central, 600 kN. O valor de 2920 kN, figura 4.24, obtido na presente análise com o modelo 3D é consistente com a análise plana, ou seja, apontaria para valores de corte basal de cerca de 610 kN para os pórticos laterais e 600 kN para os pórticos

centrais, o valor é aceitável embora fosse expectável um valor um pouco superior para o corte basal nos pórticos laterais, face à geometria dos pórticos e da orientação dos pilares.

A diferença substancial, entre o valor de corte basal entre a análise linear e não linear, que se pode, em parte, entender à particularidade desta estrutura e às opções do seu dimensionamento. Por um lado, as secções dos pilares e também das vigas foram dimensionadas para os esforços condicionantes baseados na análise modal por espectros de resposta. Por outro lado, foram adoptadas secções e armaduras constantes em toda a altura dos pilares, relativamente às vigas adoptou-se um critério semelhante, mantendo-se as mesmas secções e armaduras em todos os pisos. Nestas condições é expectável que a capacidade lateral da estrutura seja superior ao nível das forças horizontais que comandou o dimensionamento da estrutura, ou seja, o corte basal da análise modal por espectros de resposta, de resto, efectivamente os resultados da análise não linear revelam uma capacidade desta estrutura muito acima da análise elástica, cerca de 3 a 6 vezes. Importa ainda referir que os valores da análise não linear estão baseados nos valores médios das propriedades dos materiais que desde logo nos conduziram a valores de corte basal superiores aos da análise elástica, ainda que por esse facto fossem esperadas diferenças da ordem dos 30 a 40%.

4.3.4. DESLOCAMENTO RELATIVO ENTRE PISOS (DRIFT)

Neste ponto são apresentados os deslocamentos relativos entre pisos registados durante a acção dos três sismos artificiais. Os resultados são apresentados nas figuras 4.25 a 4.30 e no quadro 4.10 são apresentados os valores máximos para cada sismo artificial.

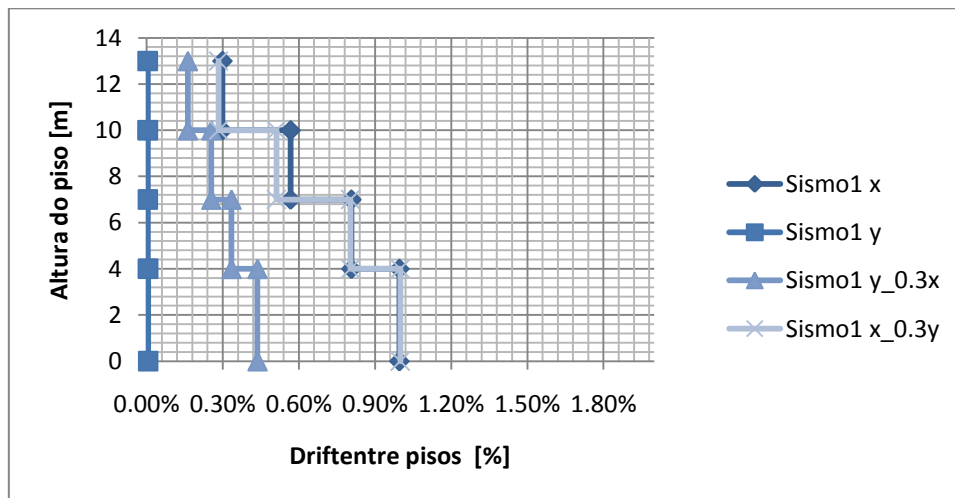


Figura 4.25 Drift entre pisos na direcção x provocados pelo sismo artificial 1

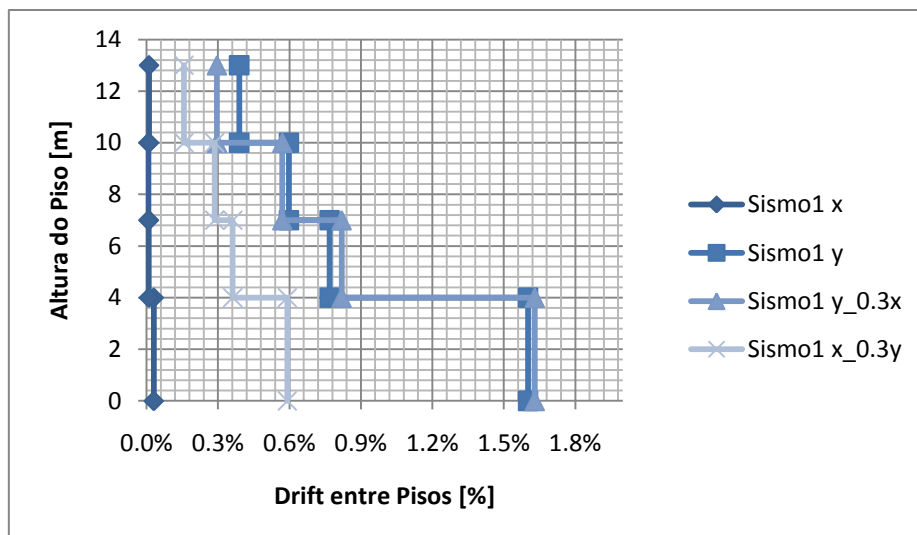


Figura 4.26 Drift entre pisos na direcção y provocados pelo sismo artificial 1

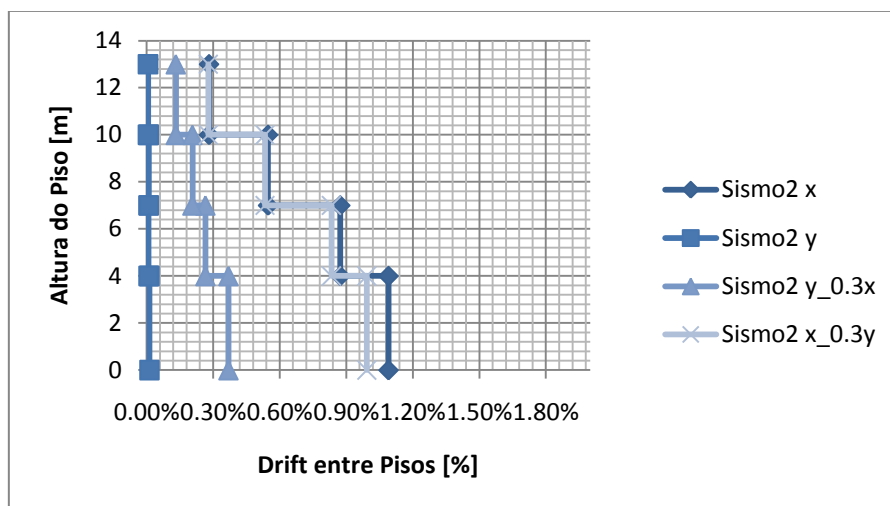


Figura 4.27 Drift entre pisos na direcção x provocados pelo sismo artificial 2

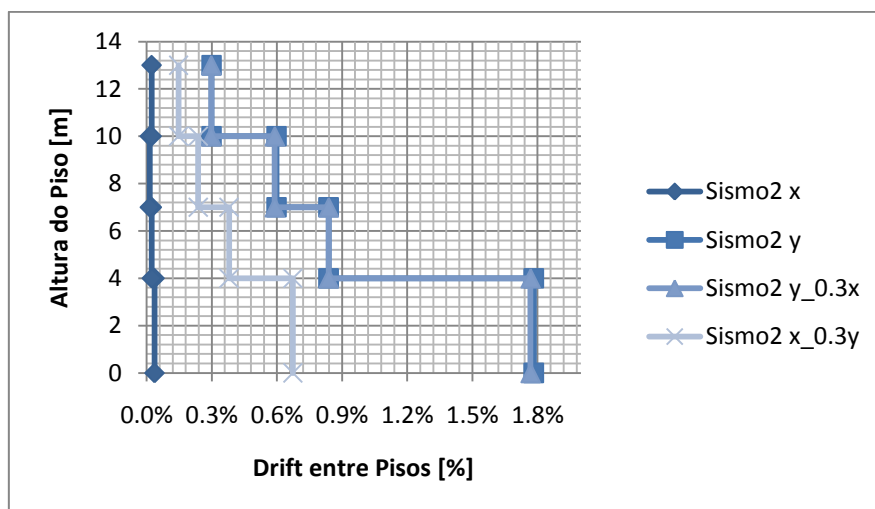


Figura 4.28 Drift entre pisos na direcção y provocados pelo sismo artificial 2

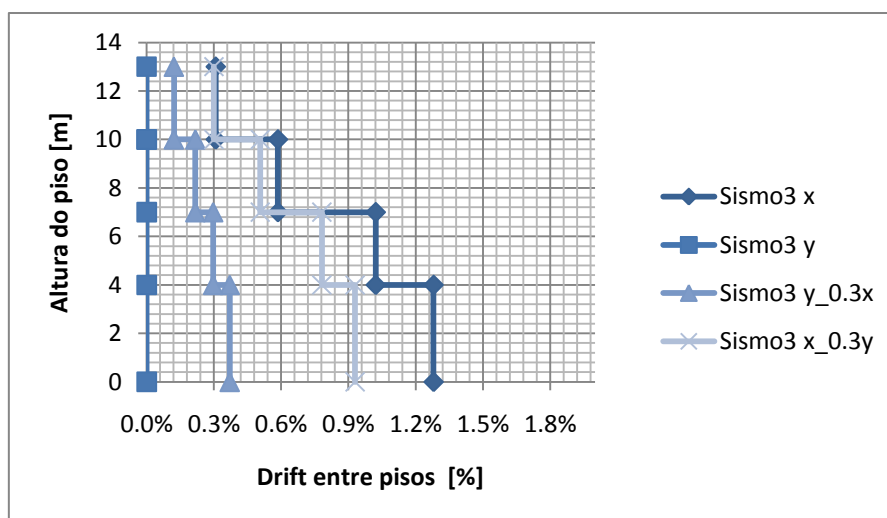


Figura 4.29 Drift entre pisos na direcção x provocados pelo sismo artificial 3

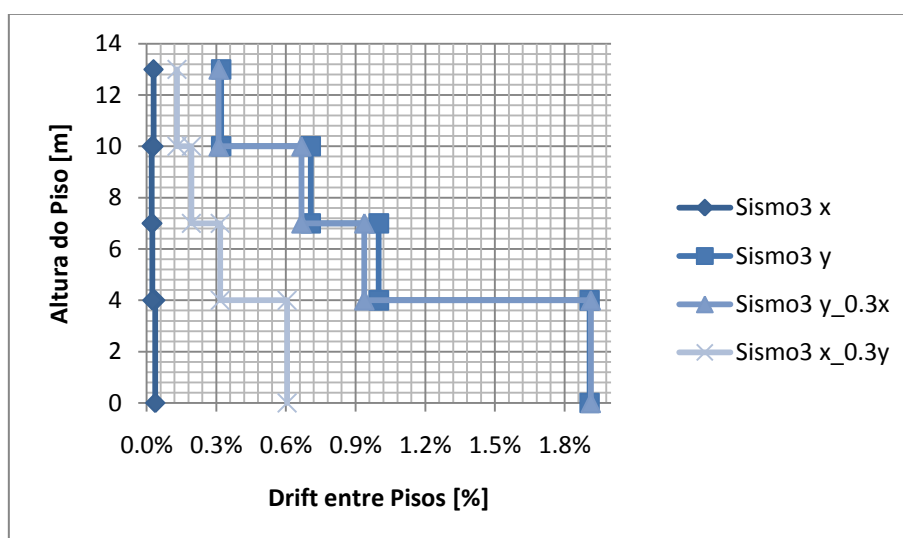


Figura 4.30 Drift entre pisos na direcção y provocados pelo sismo artificial 3

Quadro 4.10 Drift máximo registado durante os 3 sismos artificiais

Piso	Sismo Artificial 1		Sismo Artificial 2		Sismo Artificial 3	
	$d_{r,x}$	$d_{r,y}$	$d_{r,x}$	$d_{r,y}$	$d_{r,x}$	$d_{r,y}$
1	1.00%	1.63%	1.09%	1.78%	1.28%	1.91%
2	0.77%	0.80%	0.80%	0.80%	0.88%	0.92%
3	0.49%	0.57%	0.50%	0.58%	0.50%	0.69%
4	0.27%	0.23%	0.20%	0.25%	0.23%	0.30%

Onde,

$d_{r,x}$ – deslocamento relativo entre pisos na direcção x;

$d_{r,y}$ – deslocamento relativo entre pisos na direcção y.

Nas figuras 4.25, 4.27 e 4.29 são apresentados os valores máximos de drift entre pisos na direcção x. Como é possível observar, o valor máximo ocorre no primeiro piso e tem o valor de 1.28%, quadro 4.9, é registado com o sismo artificial 3 e equivale a um deslocamento relativo de cerca de 5.12 centímetros.

As figuras 4.26, 4.28 e 4.30 apresentam os valores do drift entre pisos na direcção y e, como é possível verificar, os valores são um pouco mais altos do que os verificados na direcção ortogonal, e a diferença do drift entre o primeiro e segundo piso é cerca de uma vez e meia superior, que equivale a 1.90% de drift. Na análise não linear os valores do drift do 1º para o 2º piso são cerca do dobro dos verificados na análise linear.

Observa-se, no entanto, que os valores consideravelmente maiores do deslocamento relativo do piso 1 em relação aos restantes pisos (especialmente na direcção y) indiciam o desenvolvimento potencial dum mecanismo que envolve a formação de rótulas plásticas nos pilares do piso 1, nas secções da base e do topo (mecanismo tipo “soft-storey”). São analisados na secção 4.3.5., as deformações exigidas ao nível desses pilares de modo a verificar se ocorre esse mecanismo.

A deformada da estrutura, evidencia a ocorrência de um mecanismo tipo “soft-storey” na direcção y na análise não linear, pois a inclinação da tangente ao deslocamento entre o 1º e o 2º piso é muito acentuada, figuras 4.14, 4.16 e 4.18, face à inclinação verificada nesta direcção na análise linear, figura 4.4, que mantém a inclinação constante até ao último piso. O valor elevado de drift também faz antever uma concentração da deformação no primeiro piso que levará à formação do mecanismo tipo “soft-storey”.

4.3.5. ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO AO NÍVEL DE ALGUNS PILARES

Neste ponto são apresentadas as deformações em termos de curvaturas, experimentadas, por alguns pilares do primeiro piso, durante a acção do sismo artificial 1.

Na figura 4.31 são apresentados os gráficos de momento-curvatura para cada uma das secções dos pilares, na qual é possível verificar que a cedência da secção ocorre com uma curvatura a rondar os 0.0085, figura 4.31. Este valor permite aferir a deformação do pilar obtida das análises, observando-se se este está próximo da cedência ou se está ainda numa fase elástica.

A avaliação destas curvas de momento-curvatura foi efectuada para um esforço axial igual ao valor quase permanente obtido da análise elástica. Apenas são apresentados resultados para os pilares 1, 3 e 8 dado serem representativos dos restantes. Serão, no entanto, efectuados comentários em relação à totalidade dos pilares do piso 1.

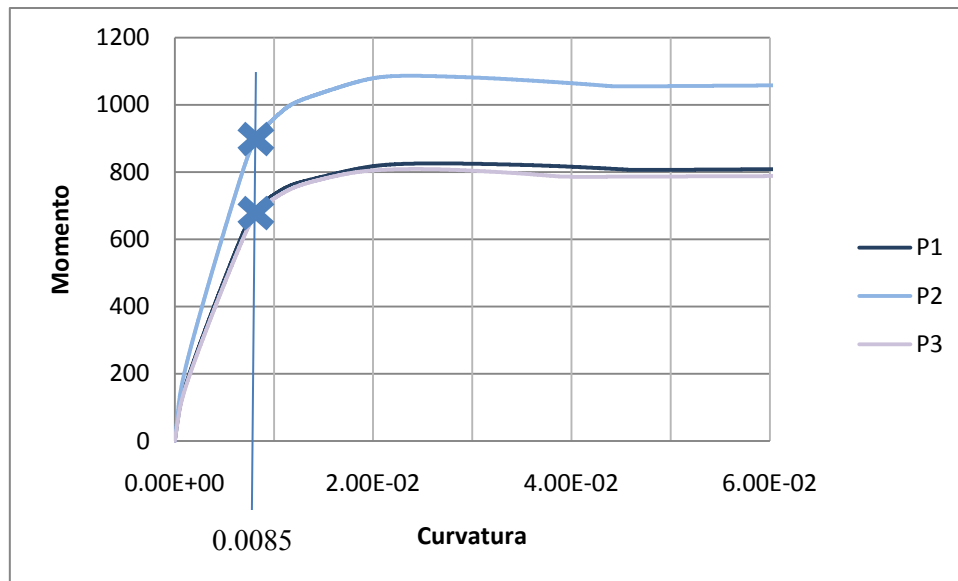


Figura 4.31 Curvatura em que ocorre a cedência das secções dos pilares considerados

Onde, P1, P2 e P3 são as secções dos pilares apresentados no Capítulo 3 e 0.0085 é o valor da curvatura para o qual ocorre a cedência.

As figuras 4.33 a 4.38 apresentam a deformação registada na base dos pilares 1, 3 e 8, figura 4.32, com a actuação do sismo na direcção x e y. As figuras 4.39 a 4.44 apresentam a deformação registada no topo do 1º troço dos pilares 1, 3 e 8 do piso 1.

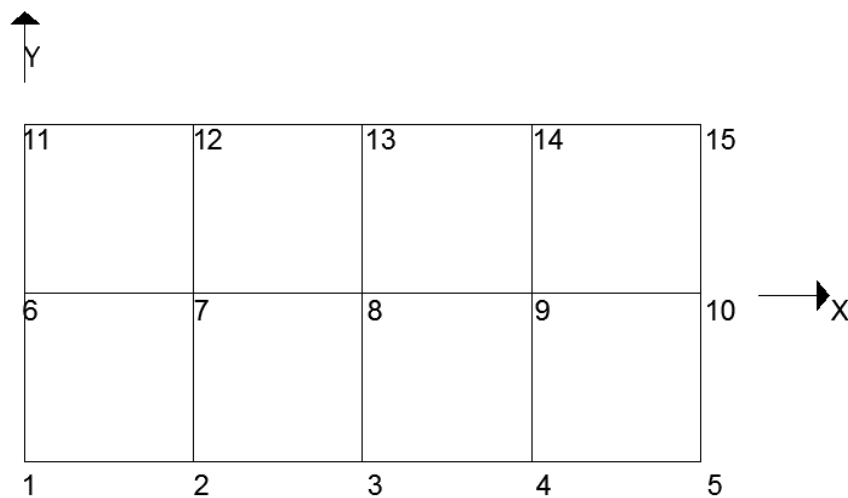


Figura 4.32 Numeração dos pilares

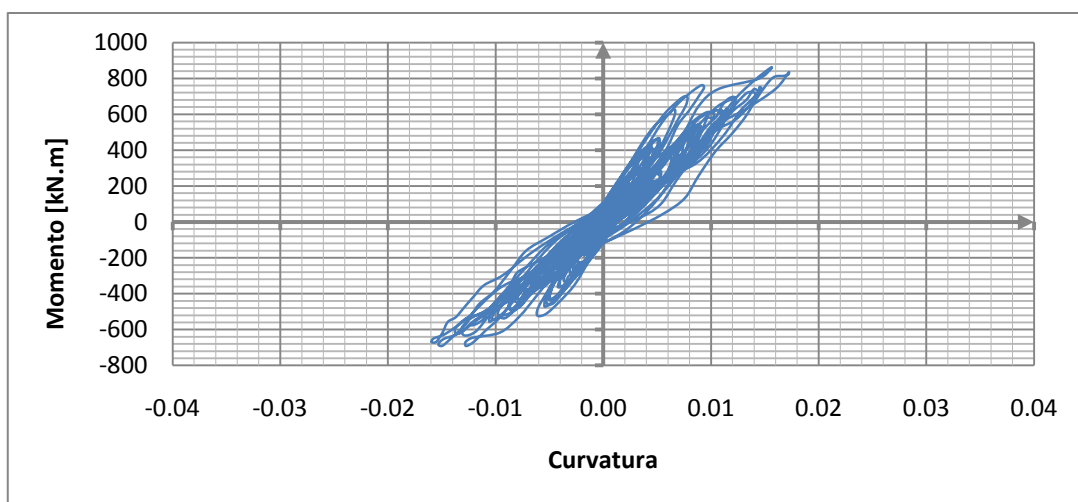


Figura 4.33 Deformação na base do pilar 1 (secção P1) com a actuação sísmica na direcção x

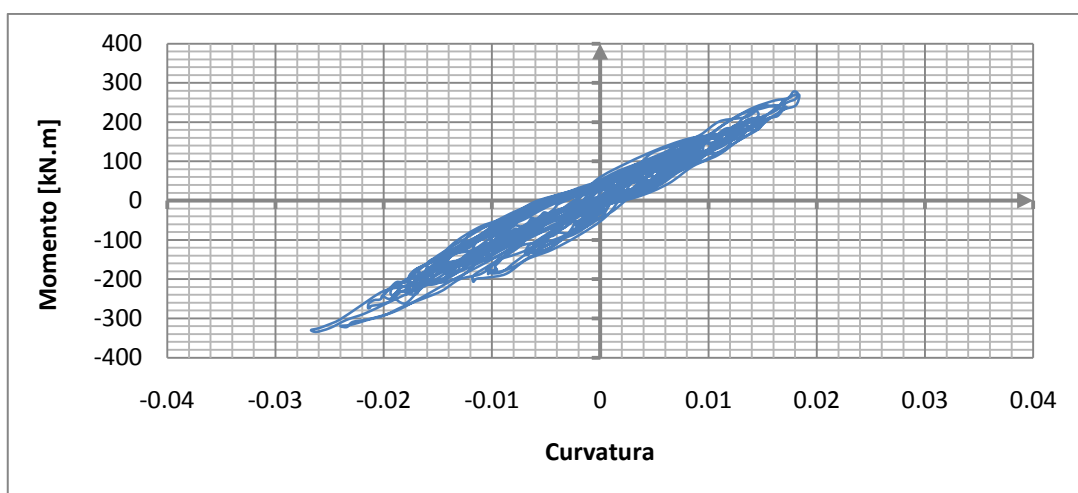


Figura 4.34 Deformação na base do pilar 1 (secção P1) com a actuação sísmica na direcção y

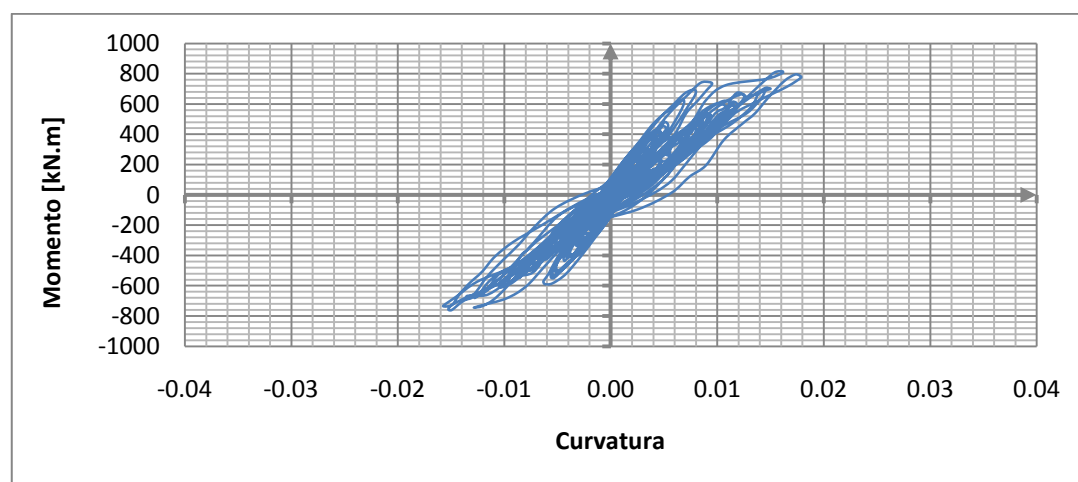


Figura 4.35 Deformação na base do pilar 3 (secção P3) com a actuação sísmica na direcção x

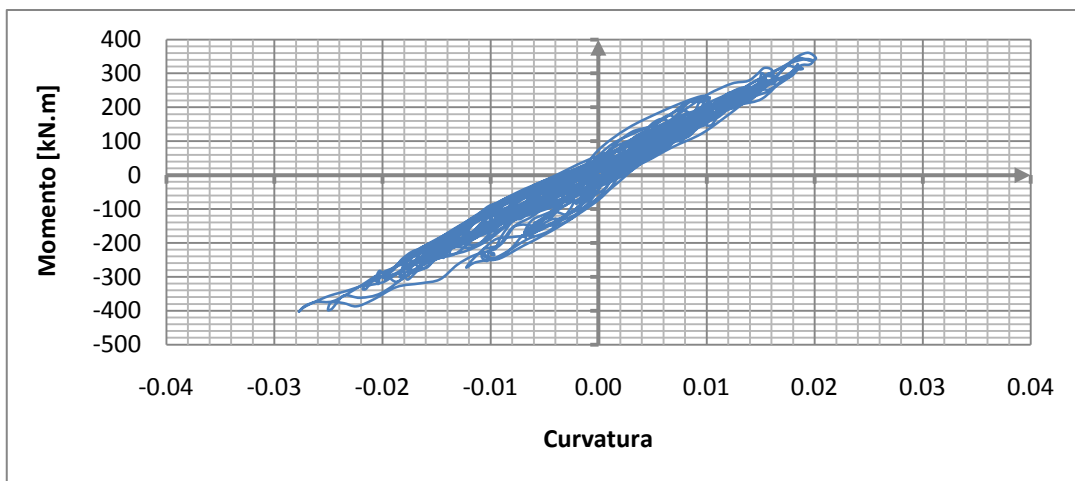


Figura 4.36 Deformação na base do pilar 3 (secção P3) com a actuação sísmica na direcção y

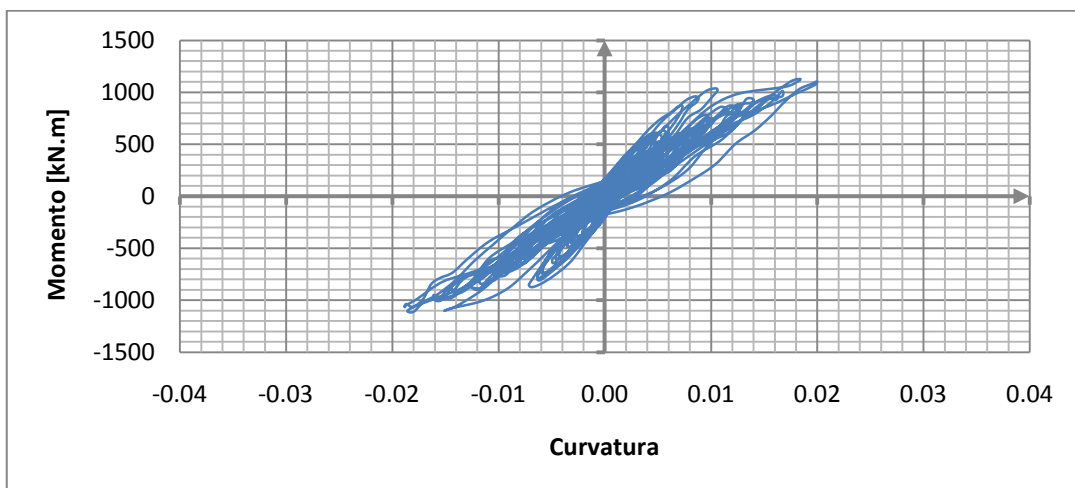


Figura 4.37 Deformação na base do pilar 8 (secção P2) com a actuação sísmica na direcção x

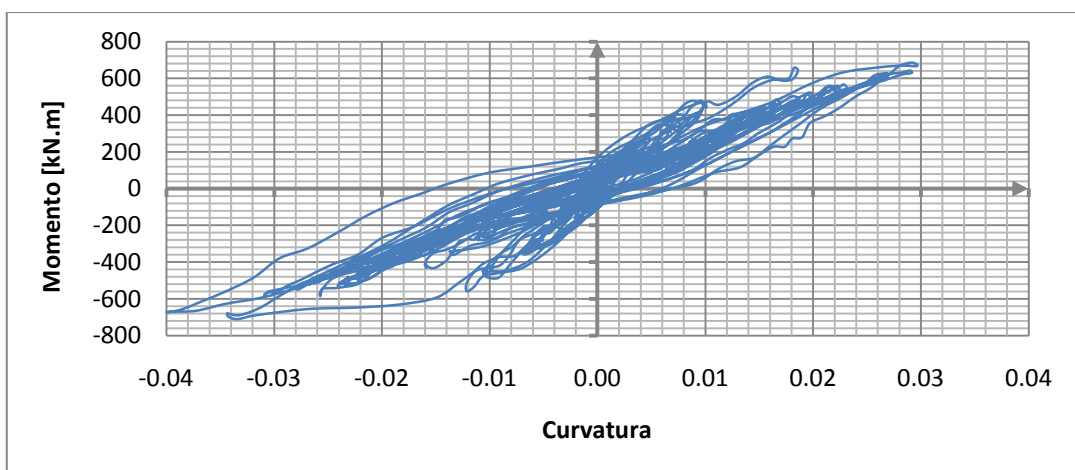


Figura 4.38 Deformação na base do pilar 8 (secção P2) com a actuação sísmica na direcção y

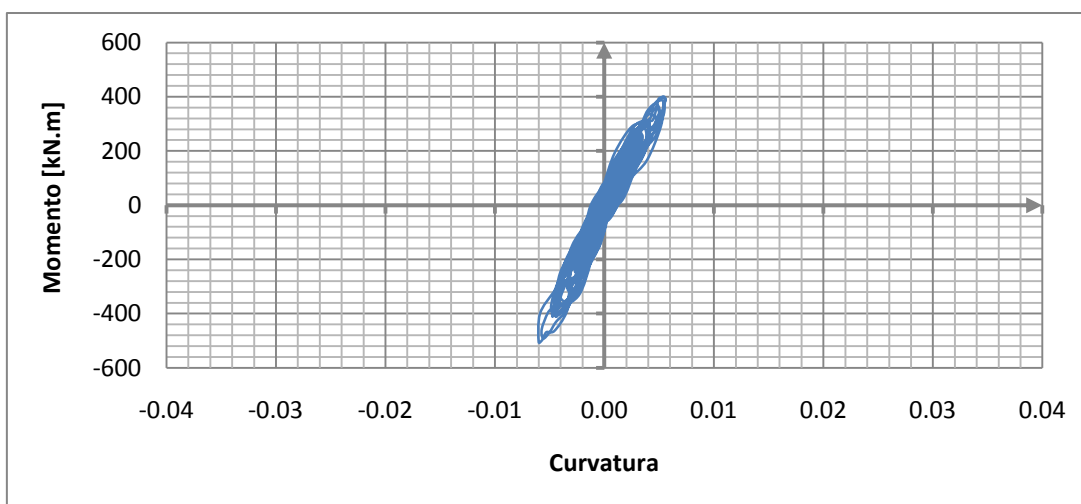


Figura 4.39 Deformação no topo do pilar 1 (secção P1) com a actuação sísmica na direcção x

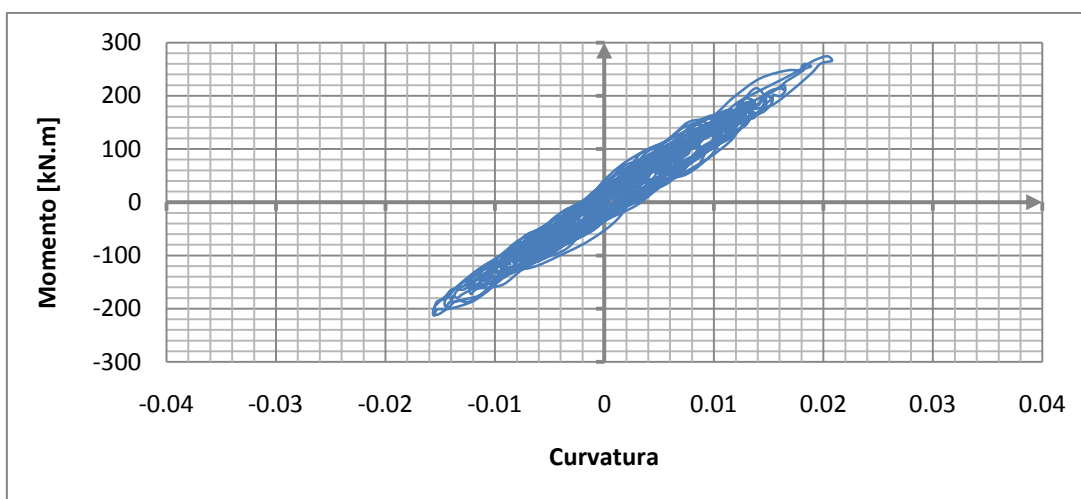


Figura 4.40 Deformação no topo do pilar 1 (secção P1) com a actuação sísmica na direcção y

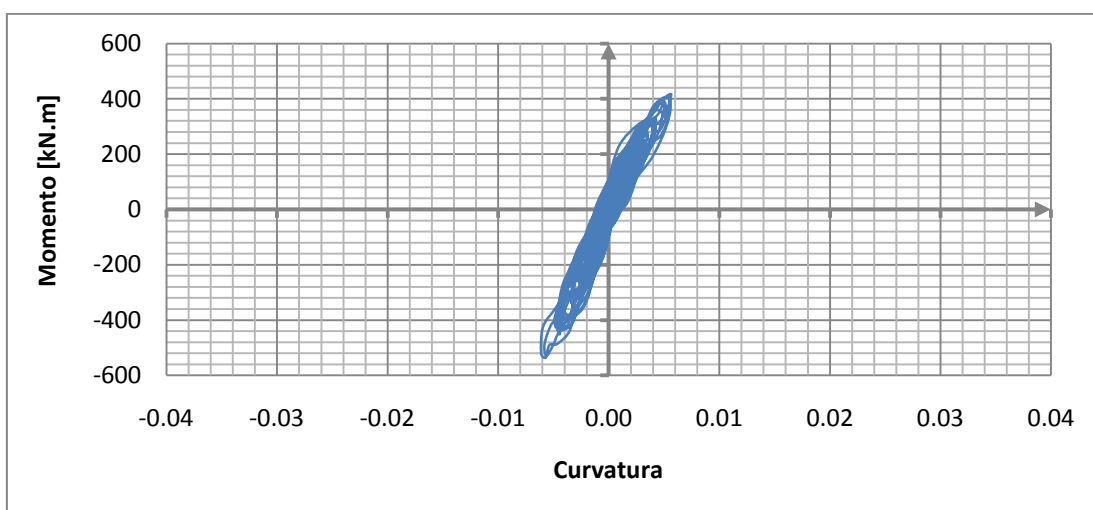


Figura 4.41 Deformação no topo do pilar 3 (secção P3) com a actuação sísmica na direcção x

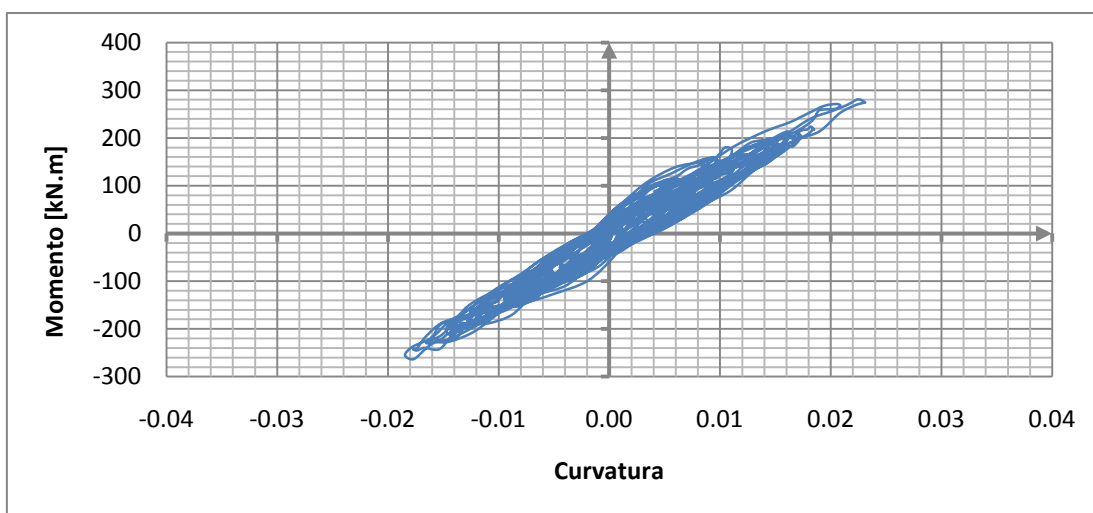


Figura 4.42 Deformação no topo do pilar 3 (secção P3) com a actuação sísmica na direcção y

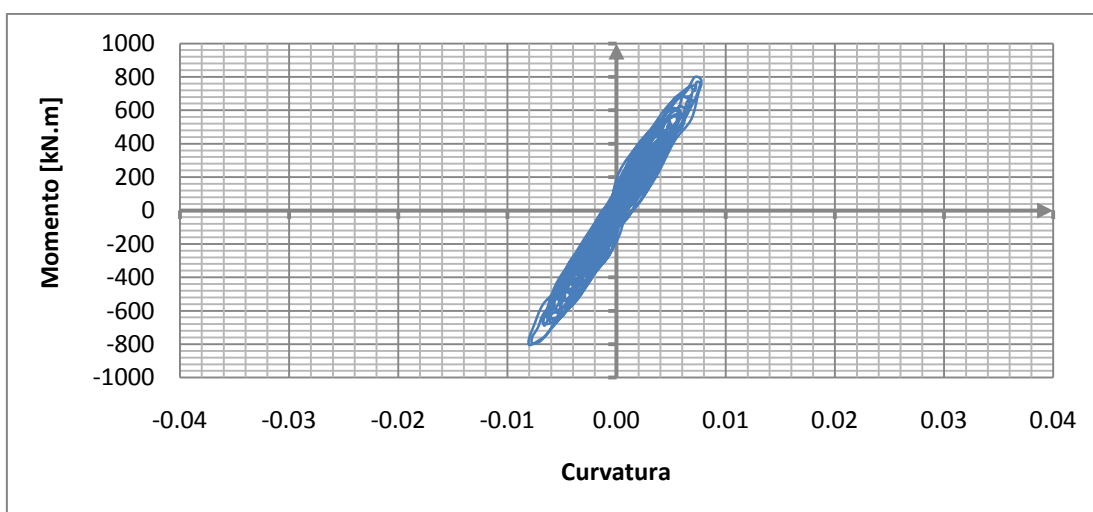


Figura 4.43 Deformação no topo do pilar 8 (secção P2) com a actuação sísmica na direcção x

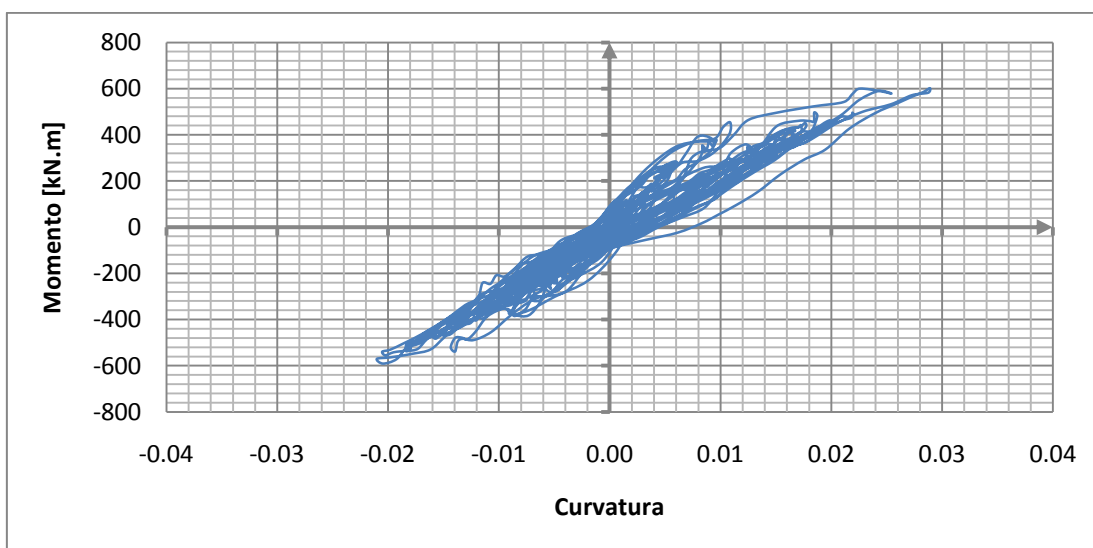


Figura 4.44 Deformação no topo do pilar 8 (secção P2) com a actuação sísmica na direcção y

Da análise das curvaturas exibidas segundo a direcção x, verifica-se que apenas se formam rótulas na secção da base dos pilares do piso 1. Assim, não se verifica a formação dum mecanismo do tipo “soft-storey”. A semelhança entre os valores de deslocamento laterais obtidos das análises não lineares e os valores obtidos da análise linear confirmam que o comportamento da estrutura, nesta direcção, pode ser relativamente bem representado através do coeficiente de comportamento.

No que respeita à direcção y, observa-se que existe formação de rótulas plásticas em todas as secções da base e do topo dos pilares do piso 1. Assim, o mecanismo do tipo “soft-storey” encontra-se desenvolvido o que confirma que os valores de deslocamento relativo na direcção y do primeiro piso, obtidos da análise não linear são consideravelmente superiores aos da análise linear devido à formação deste mecanismo. Assim, para a direcção y, a estimativa dos deslocamentos máximos obtidos da análise linear estão significativamente abaixo dos valores obtidos na análise não linear.

A formação do mecanismo tipo “soft-storey” não era expectável, uma vez que, a estrutura foi dimensionada com princípios de capacidade resistente, em que a capacidade resistente dos pilares é sempre superior à capacidade resistente das vigas.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS**5.1. Introdução**

Nesta secção são apresentadas as conclusões retiradas ao longo da elaboração da presente tese, assim como as dificuldades sentidas na modelação 3D. São igualmente apresentadas as propostas para desenvolvimento futuro.

5.2. Conclusão

Na realização deste trabalho foi abordada a temática da análise não linear de estruturas 3D sujeitas a acções sísmicas, a qual é comparada com a análise linear de estruturas, que é o tipo de análise mais recorrente a nível de projecto. Este trabalho permite avaliar a validade deste tipo de procedimento para o caso de estruturas regulares como é o caso da estrutura analisada, assim como verificar a utilização do valor do coeficiente de comportamento para a estrutura em questão.

No desenvolvimento deste trabalho foi possível verificar os seguintes aspectos,

- A diferença de deslocamentos entre a direcção y e a direcção x pode ser justificada pela maior plastificação na direcção y, uma vez que no primeiro piso todas as secções atingem a cedência, tanto no topo como na base dos pilares.
- A ocorrência do mecanismo tipo “soft-storey”, dá origem à grande diferença da análise linear e não linear verificada nos deslocamentos na direcção y, não seria possível observar este mecanismo de não fosse realizada a análise não linear.
- O valor do corte basal é muito elevado, em parte, porque a resistência da secção na análise não linear é muito superior ao valor da análise linear, devido ao cumprimento das prescrições de projecto por capacidade resistente.
- Confrontando os resultados de corte basal e de deslocamento do modelo 3D com os do modelo plano (Pereira, 2010) obtém-se resultados coerentes que validam os resultados obtidos.
- Avaliando os resultados obtidos, pode-se constatar que a estrutura apresenta pequenas incursões não lineares na direcção x. Na direcção y a estrutura tem um comportamento não linear mais acentuado, e provoca deformações muito grandes não evidenciadas na análise elástica.
- O desenvolvimento do drift é mais acentuado na análise linear, sendo os valores máximos 1.28% na direcção x e 1.91% na direcção y, sendo no 1º piso cerca do dobro do drift obtido na análise linear.
- A consideração de metade do módulo de elasticidade do betão introduz uma maior deformação na estrutura. No entanto a deformação não passa para o dobro. Este facto permite aferir a importância do betão na resistência da estrutura existe uma maior influência a nível do corte basal que decresce com a consideração do betão fendilhado num valor máximo de 40%, enquanto a frequência de vibração cresceu no mínimo 41%.

5.3. Propostas de desenvolvimento futuro

Neste ponto são apresentadas propostas de trabalhos futuros que poderão contribuir para uma maior compreensão dos fenómenos associados a esta temática. As propostas para serem futuramente estudadas são:

- Estudar esta mesma estrutura utilizando outro programa para a análise não linear, como forma de confirmar os resultados aqui apresentados, nomeadamente, os valores obtidos no corte basal.
- Estudar edifícios dimensionados para ductilidades mais altas para verificar se o seu comportamento confirma as conclusões obtidas no exemplo aqui analisado.
- Estudar edifícios com paredes sismo resistentes de modo a aferir a validade da regra imposta pelo EC8 de redução do módulo de elasticidade inicial do betão para metade, e comparar resultados de uma análise linear e não linear num edifício deste tipo.
- Explorar mais o estudo de estruturas 3D.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Barros, R. C. e Almeida, R. (2005). *Pushover analysis of asymmetric three-dimensional building frames*. Journal of civil engineering and management. Vol. XI, pp. 3 – 12.
- Bento, Falcão e Rodrigues (2004). *Avaliação sísmica de estruturas de edifícios com base em análises estáticas não lineares*. Sísmica 2004 – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica.
- Bhatt, C. (2007). *Análise sísmica de edifícios de betão armado segundo o Eurocódigo 8 – análises lineares e não lineares*. Dissertação de mestrado, Instituto superior técnico, universidade técnica de Lisboa.
- Carvalho, C. (2007). *Anexo Nacional do Eurocódigo 8 - Consequências para o dimensionamento em Portugal*. Sismica 2007 - 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica (pp. 47-62). Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Dec.-Lei n.º 235/83. (Maio, 1983). *Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes*. Porto editora. Lisboa.
- Dias, C. (2008). *Dimensionamento sísmico de edifícios de acordo com o Eurocódigo 8 e avaliação do seu comportamento*. Dissertação de mestrado, Faculdade de engenharia da universidade do Porto.
- Eurocode 8 (Dezembro de 2004). *Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN.
- Eurocódigo 2. (Abril de 2004). *Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. CEN.
- Fajfar, P. (2000). *A nonlinear analysis method for performance based seismic design*. Earthquake Spectra. Vol. 16, pp. 573 – 592.
- Guerreiro, L.. *Comportamento fisicamente não linear de estruturas de betão armado*. http://www.civil.ist.utl.pt/~luisg/textos/Folhas2_24_5.pdf, consultado a 10 de Maio de 2010.
- Krawinkler, H. e Seneviratna, G. D. P. K. (1998). *Pros and cons of pushover analysis of seismic performance evaluation*. Engineering Structure. Vol. 20, pp. 452 – 464.
- Lopes, H. (2007). *Comparação do Eurocódigo 8 com o RSA/REBAP dimensionamento sísmico de estruturas de betão armado*. Dissertação de mestrado, Instituto superior técnico, universidade técnica de Lisboa.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L. et al. (2007). *OpenSees Command Language Manual*. University of California, Berkley.
- Mimoso, (2008). *M. Comparação dos resultados analíticos e experimentais da estrutura SPEAR*. Dissertação de Mestrado, Instituto superior técnico, universidade técnica de Lisboa.
- Mwafy, A. M. e Elnashai, A. S. (2001). *Static pushover versus dynamic collapse of RC buildings*. Engineering Structures. Vol. 23, pp. 407 – 424.
- Pereira, N. (2010). *Simulação numérica de edifícios de betão armado sujeitos à acção sísmica*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de engenharia da universidade do Porto. Dissertação em discussão.
- Queirós, N. (2009). *Análise e dimensionamento sísmico de estruturas híbridas aço – betão*. Dissertação de mestrado, Faculdade de engenharia da universidade do Porto.

Romão, X. (2002). *Novos modelos de dimensionamento sísmico de estruturas*. Dissertação de mestrado, Faculdade de engenharia da universidade do Porto.

Romãozinho, M. (2008). *Dimensionamento para a acção do EC8 análise das prescrições da EN 1998-1 aplicadas a estruturas de edifícios de betão armado com recurso a um exemplo prático*. Dissertação de mestrado, Instituto superior técnico, universidade técnica de Lisboa.

Vila Pouca, N. (2001). *Simulação numérica da resposta sísmica de elementos laminares em betão armado*. Dissertação de doutoramento, Faculdade de engenharia da universidade do Porto.

Anexos

Anexo I – Armaduras vigas na direcção y

Anexo II – Armaduras das vigas na direcção x

Anexo III – Armaduras nos Pilares

Tabela AI.1 Armaduras longitudinais das vigas dos 3 primeiros pisos na direcção Y

Localização	Posição da armadura	Pórtico 1	Pórtico 2	Pórtico 3	Pórtico 4	Pórtico 5
		X = 0	X = 6	X = 12	X = 18	X = 24
0.00	Superior	6Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16	6Φ16
0.00	Inferior	3Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	3Φ16
3.00	Superior	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16
3.00	Inferior	4Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16
6.00	Superior	6Φ16	7Φ16	7Φ16	7Φ16	6Φ16
6.00	Inferior	3Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16	3Φ16
9.00	Superior	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16
9.00	Inferior	4Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16
12.00	Superior	6Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16	6Φ16
12.00	Inferior	3Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	3Φ16

Tabela AI.2 Armaduras longitudinais das vigas da cobertura na direcção Y

Localização	Posição da armadura	Pórtico 1	Pórtico 2	Pórtico 3	Pórtico 4	Pórtico 5
		X = 0	X = 6	X = 12	X = 18	X = 24
0.00	Superior	4Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16
0.00	Inferior	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16
3.00	Superior	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16
3.00	Inferior	4Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16
6.00	Superior	4Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16
6.00	Inferior	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16
9.00	Superior	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16
9.00	Inferior	4Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16
12.00	Superior	4Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16
12.00	Inferior	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16

Tabela AII.1 Armaduras longitudinais das vigas dos 3 primeiros pisos na direcção X

Localização	Posição da armadura	Pórtico 1	Pórtico 2	Pórtico 3
		Y = 0	Y = 6	y = 12
0.00	Superior	4Φ16	4Φ16	4Φ16
0.00	Inferior	2Φ16	3Φ16	2Φ16
3.00	Superior	2Φ16	2Φ16	2Φ16
3.00	Inferior	4Φ16	5Φ16	4Φ16
6.00	Superior	5Φ16	7Φ16	5Φ16
6.00	Inferior	2Φ16	4Φ16	2Φ16
9.00	Superior	2Φ16	2Φ16	2Φ16
9.00	Inferior	4Φ16	4Φ16	4Φ16
12.00	Superior	5Φ16	4Φ16	5Φ16
12.00	Inferior	2Φ16	2Φ16	2Φ16
15.00	Superior	2Φ16	2Φ16	2Φ16
15.00	Inferior	4Φ16	4Φ16	4Φ16
18.00	Superior	5Φ16	7Φ16	5Φ16
18.00	Inferior	2Φ16	4Φ16	2Φ16
21.00	Superior	2Φ16	2Φ16	2Φ16
21.00	Inferior	4Φ16	5Φ16	4Φ16
24.00	Superior	4Φ16	4Φ16	4Φ16
24.00	Inferior	3Φ16	3Φ16	3Φ16

Tabela AII.2 Armaduras longitudinais das vigas da cobertura na direcção X

Localização	Posição da armadura	Pórtico 1	Pórtico 2	Pórtico 3
		Y = 0	Y = 6	y = 12
0.00	Superior	4Φ16	4Φ16	4Φ16
0.00	Inferior	2Φ16	3Φ16	2Φ16
3.00	Superior	2Φ16	2Φ16	2Φ16
3.00	Inferior	4Φ16	3Φ16	4Φ16
6.00	Superior	4Φ16	4Φ16	4Φ16
6.00	Inferior	2Φ16	2Φ16	2Φ16
9.00	Superior	2Φ16	2Φ16	2Φ16
9.00	Inferior	4Φ16	4Φ16	4Φ16
12.00	Superior	4Φ16	4Φ16	4Φ16
12.00	Inferior	2Φ16	2Φ16	2Φ16
15.00	Superior	2Φ16	2Φ16	2Φ16
15.00	Inferior	4Φ16	2Φ16	4Φ16
18.00	Superior	4Φ16	4Φ16	4Φ16
18.00	Inferior	2Φ16	2Φ16	2Φ16
21.00	Superior	2Φ16	2Φ16	2Φ16
21.00	Inferior	4Φ16	4Φ16	4Φ16
24.00	Superior	4Φ16	4Φ16	4Φ16
24.00	Inferior	2Φ16	3Φ16	2Φ16

Tabela AIII.1 Armadura longitudinal dos pilares

Secção	As,x/face	As,y/face
P1	4Φ25	3Φ20
P2	4Φ25	3Φ25
P3	3Φ20	4Φ25