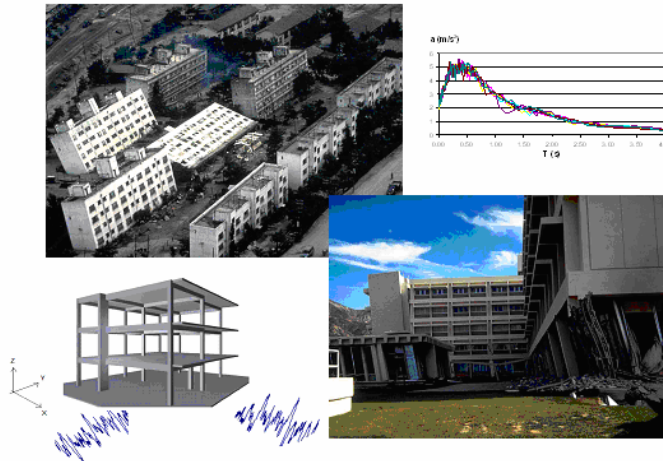




INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA



Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 – Análises Lineares e Não Lineares

Carlos Augusto Fernandes Bhatt

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil

Presidente: Professor Doutor José Câmara

Orientador: Professora Doutora Rita Bento

Vogais: Professor Doutor Carlos Sousa Oliveira

Setembro de 2007

Agradecimentos

Quero deixar aqui expressos os meus mais respeitosos agradecimentos à Senhora Professora Doutora Rita Bento pela sua paciência e permanente disponibilidade com que me apoiou na elaboração deste trabalho.

Agradeço ainda ao Senhor Engenheiro Federico Alba, ao Senhor Engenheiro Dinis Melro e à Senhora Engenheira Beatriz Massena pela documentação facultada, importante para a realização deste trabalho.

Agradeço aos meus familiares o apoio que sempre me deram.

Aos meus amigos, pelos incentivos.

Resumo

As catástrofes ocorridas em resultado de fortes terremotos em diversas regiões do planeta revelaram as deficiências de muitas construções no que diz respeito à sua resistência sísmica. Um dos capítulos desta dissertação aborda os problemas de concepção/construção, indicando as melhores soluções para reduzir a vulnerabilidade sísmica dos edifícios. A mediatização e a gravidade do risco sísmico veio obrigar os diversos agentes envolvidos na área da construção a aperfeiçoarem as técnicas de dimensionamento sísmico e a melhorarem as condições/soluções construtivas utilizadas. Procura-se deste modo conferir maior resistência à construção e dar maior segurança à população, uma vez que o objectivo principal do dimensionamento sísmico de estruturas é precisamente o de salvaguardar a vida Humana.

Nos tempos que correm, o dimensionamento sísmico de edifícios em gabinetes de projecto é realizada na maior parte das vezes utilizando análises dinâmicas lineares afectando os resultados obtidos por um coeficiente de comportamento. Apesar da celeridade deste processo ir de encontro aos prazos extremamente rígidos que se têm de cumprir nesta área de negócio, é importante desenvolver e aperfeiçoar métodos que descrevam melhor o comportamento real das estruturas. A estrutura quando sujeita a uma acção sísmica de intensidade suficiente para causar danos significativos, deixa de funcionar em regime linear. Neste trabalho, para além das análises dinâmicas lineares, apresentam-se ainda as análises dinâmicas não lineares e as análises estáticas não lineares (*Pushover*) e a sua aplicação a dois edifícios de betão armado. Estas últimas permitiram avaliar e descrever de uma forma mais exacta, do que as análises lineares, o comportamento não linear das estruturas em estudo quando sujeitas a uma acção sísmica.

Todas as directivas consideradas neste trabalho foram retiradas do Eurocódigo8, regulamento europeu que em breve entrará em vigor no território nacional.

Palavras-chave: Eurocódigo8, concepção/construção sísmica, avaliação sísmica, análises dinâmicas lineares, análises dinâmicas não lineares, análises estáticas não lineares (*Pushover*).

Abstract

The catastrophes due to strong earthquakes occurred all over the world have shown a set of building seismic fragilities concerning the seismic resistance.

The current thesis explores the conceptual design issue and presents some solutions to reduce the seismic vulnerability of buildings.

The global media coverage of these natural events and the increasing seismic risk awareness led the agents involved in the construction process to improve seismic design methodologies and to develop adequate construction solutions.

The main aim of these seismic procedures is to ensure that the structure, as a whole, is stable under the seismic design action to guaranty the safety of people.

Nowadays, the seismic design performed in the engineering offices is usually based on dynamic linear analyses and the non-linear behaviour is taken in account in a simplified way, by means of behaviour factors. Despite being a fast process, and conveniently adapted to the extremely rigid time limits used in this area of business, it is crucial to develop and improve methods that better describe the real behaviour of the structures.

In fact, a structure does not behave linearly when subjected to a strong ground motion. Herein are discussed and presented the linear dynamic, the nonlinear dynamic and the nonlinear static (Pushover) analyses. Moreover, these methodologies are applied to two reinforced concrete buildings. The non-linear analyses (static and dynamic) allowed the non-linear behaviour of the structures to be better assessed.

All the guidelines followed in this work were based on the Eurocode 8 that soon will be the official national regulation.

Keywords: Eurocode 8, seismic conception, seismic assessment, linear dynamic analysis, nonlinear dynamic analysis, nonlinear static analysis (Pushover).

Índice

1.	Introdução	1
2.	Concepção Sísmica de Estruturas	3
2.1.	Introdução.....	3
2.2.	Comportamento sísmico de estruturas	3
2.2.1.	Condições externas	4
2.2.1.1.	Relação com os edifícios adjacentes	4
2.2.1.2.	Topografia Local.....	6
2.2.2.	Condições internas	10
2.2.2.1.	Materiais utilizados	10
2.2.2.2.	Sistemas estruturais	10
2.2.2.3.	Ligação entre elementos	12
2.2.2.4.	Graus de redundância.....	13
2.2.2.5.	Uniformidade, Simetria e Rectangularidade em planta.....	14
2.2.2.6.	Continuidade e regularidade em altura.....	17
2.2.2.7.	Fundações.....	23
2.2.2.8.	Ductilidade	23
2.2.3.	Detalhes construtivos.....	25
2.3.	Erros comuns na concepção e na construção de estruturas em zonas sísmicas	26
2.3.1.	Erros frequentes na concepção sísmica de estruturas	26
2.3.2.	Erros frequentes praticados em obra	28
2.4.	Princípios básicos de concepção sísmica segundo o Eurocódigo 8	29
2.4.1.	Princípios básicos de concepção	29
2.4.2.	Critérios de regularidade estrutural.....	30
2.4.2.1.	Critérios de regularidade em planta	31
2.4.2.2.	Critérios de regularidade em altura	32
3.	Caso de Estudo.....	35
3.1.	Introdução.....	35
3.2.	Solução Estrutural do Edifício de Betão Armado em estudo	35
3.2.1.	Generalidades.....	35
3.2.2.	Fundações	36
3.2.3.	Superestrutura.....	36
3.2.3.1.	Lajes.....	36
3.2.3.2.	Vigas	37

3.2.3.3.	Pilares	37
3.2.3.4.	Núcleos resistentes.....	38
3.2.3.5.	Escadas	38
3.3.	Materiais adoptados	39
3.3.1.	Betão.....	39
3.3.2.	Aço.....	40
3.4.	Acções	40
3.4.1.	Piso Corrente.....	40
3.4.2.	Cobertura	41
3.5.	Classificação da estrutura	41
3.5.1.	Critérios de regularidade em planta.....	41
3.5.2.	Critérios de regularidade em altura.....	43
3.6.	Modelação da estrutura.....	43
	Vigas	44
	Pilares	47
	Núcleos.....	48
	Fundações	51
3.7.	Características dinâmicas da estrutura.....	52
4.	Dimensionamento segundo o EC8 - Análise Dinâmica Linear do Edifício.....	55
4.1.	Introdução.....	55
4.2.	Definição da acção sísmica	55
4.3.	Coeficiente de comportamento	58
4.3.1.	Justificação da estrutura ser do tipo mista.....	59
4.4.	Combinações de acções para dimensionamento	59
4.5.	Dimensionamento por Capacidades Resistentes (<i>Capacity Design</i>).....	60
4.6.	Deslocamentos interpisos	61
5.	Avaliação do desempenho sísmico do edifício em estudo - Análise Estática não Linear (<i>Pushover</i>).....	63
5.1.	Introdução.....	63
5.2.	Comentários gerais sobre Análises Estáticas Não Lineares	64
5.3.	Passos do método N2	65
5.3.1.	Passo 1 – Dados.....	65
5.3.2.	Passo 2 – Espectro de resposta no formato Aceleração-Deslocamento..	66
5.3.3.	Passo 3 – Definição da curva de capacidade resistente.....	66
5.3.4.	Passo 4 – Sistema de 1 grau de liberdade equivalente.....	67
5.3.5.	Passo 5 – Desempenho sísmico do sistema de 1 grau de liberdade equivalente	68
5.3.6.	Passo 6 – desempenho sísmico da estrutura	69
5.4.	Definição das rótulas plásticas	69
5.5.	Espectro de resposta no formato Aceleração-Deslocamento	70

5.6.	Definição da curva de capacidade resistente	71
5.6.1.	Comparação das curvas de capacidade.....	72
5.6.2.	Comparação do parâmetro α_u / α_1	74
5.7.	Sistema de um grau de liberdade equivalente.....	75
5.8.	Desempenho sísmico de um sistema de 1GL equivalente.....	83
5.9.	Desempenho sísmico da estrutura	88
6.	Análises dinâmicas não lineares	96
6.1.	Introdução.....	96
6.1.1.	Modelos de elementos estruturais	96
6.1.2.	Amortecimento	97
6.1.3.	Definição do método de integração numérica	98
6.2.	Caso de Estudo - Edifício SPEAR	99
6.2.1.	Apresentação da Estrutura	99
6.2.2.	Modelo analítico da estrutura	101
6.2.2.1.	Programa de cálculo	101
6.2.2.2.	Modelação dos elementos	101
6.2.2.3.	Modelação dos materiais.....	102
6.2.2.4.	Modelação estrutural	104
6.2.2.5.	Massas e carregamento.....	105
6.2.3.	Características dinâmicas da estrutura	106
6.2.4.	Análise Estática Não Linear (<i>Pushover</i>)	107
6.2.4.1.	Curvas de Capacidade Resistente.....	108
6.2.4.2.	Deslocamento objectivo	109
6.2.5.	Análise Dinâmica Não Linear.....	114
6.2.5.1.	Acelerogramas.....	114
6.2.5.2.	Gosca.....	119
6.2.5.3.	Resposta da estrutura.....	129
6.2.6.	Comparação dos resultados obtidos com as análises estática não linear e dinâmica não linear	131
6.2.6.1.	Deslocamentos objectivos da estrutura	131
6.2.6.2.	Deslocamentos interpisos.....	134
6.2.6.3.	Comentários adicionais	137
6.2.6.4.	Comparação dos resultados obtidos com outros programas de cálculo.....	140
7.	Comentários finais	144
8.	Referências	146
	Anexos.....	149

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Escola primária de San Giuliano, colapso do edifício. Sismo de Molise (<i>San Giuliano di Puglia</i> , Itália, 31 de Outubro de 2002).	3
Figura 2.2 – Implantação de edifícios em terrenos inclinados.	5
Figura 2.3 – Punçoamento a meia altura de um pilar devido ao choque do pavimento de um edifício adjacente. Sismo na Turquia em Agosto de 1999.	5
Figura 2.4 – Danos em edifícios adjacentes com alturas diferentes.	5
Figura 2.5 – Danos em edifícios adjacentes [EERI México II, 1987].	6
Figura 2.6 – Danos no edifício central.	6
Figura 2.7 – a) Deslizamento em La Conchita, Califórnia, 1995 e b) Deslizamento de encostas.	7
Figura 2.8 – Plataforma de aterro e escavação.	7
Figura 2.9 – Solução possível para implantação de edifícios em encostas.	8
Figura 2.10 – Implantação em terreno inclinado: a) Fundações adaptadas à cota do terreno e b) Pilares construídos sobre parede de contenção.	8
Figura 2.11 – Efeito da liquefacção de solos: a) Niigata, 1964 e b) Turquia, 1999.	9
Figura 2.12 – Falha do sismo de Izmit, Turquia, 1999.	9
Figura 2.13 – Exemplos de plantas de estruturas em pórtico (B) e mista (A).	11
Figura 2.14 – a) Estrutura <i>tube-in-tube</i> e b) Estrutura triangulada.	12
Figura 2.15 – a) Importância da ligação ente paredes ortogonais (as paredes não ligadas rodam facilmente em torno da base) ; b) Ligação pilar/parede de tijolo.	12
Figura 2.16 – Exemplo esquemático de ligação fraca em estrutura pré-fabricada.	13
Figura 2.17 – Redundância de um sistema estrutural.	14
Figura 2.18 – Exemplos de a) boas e b) más concepções estruturais, associadas a disposições em planta.	15
Figura 2.19 – a) Exemplo de um edifício assimétrico ; b) Exemplo do comportamento de um piso alongado.	15
Figura 2.20 – Pavimento de vigotas pré-fabricadas.	17
Figura 2.21 – Hotel Terminal, Sismo de Guatemala, 1976 [Bertero, 1997]: a) Vista global; b) colapso de um pilar.	17
Figura 2.22 – Desenvolvimento em altura – a) boas e b) más soluções.	18
Figura 2.23 – a) Edifício com pilares cortados no rés-do-chão posteriormente à construção original ; b) Exemplo de descontinuidade de pilares no rés-do-chão ; c) Exemplo de pisos vazados.	19
Figura 2.24 – Irregularidades estruturais em altura.	20

Figura 2.25 – Pilar curto, devido à descontinuidade em altura provocada pela parede de alvenaria.	21
Figura 2.26 – Criação involuntária de um piso vazado: A-situação no início do sismo ; B-situação após o colapso das alvenarias do rés-do-chão, se este ocorrer antes de ocorrerem danos nas alvenarias dos pisos superiores.	21
Figura 2.27 – Escada a descarregar a meio do pilar.	22
Figura 2.28 – Colapso de um pilar devido às escadas.	22
Figura 2.29 – Exemplo de uma casa com um depósito de água elevado.	22
Figura 2.30 – Tipos de fundações – soluções boas e más [Pilakoutas, 2004].	23
Figura 2.31 – a) Amarração de um varão de aço no betão (sem gancho) ; b) Amarração de um varão de aço no betão (com gancho).	24
Figura 2.32 – a) Cintas mal amarradas ; b) Abertura da cinta por perda do betão de recobrimento ; c) Correcta amarração de cintas	24
Figura 2.33 – Perda de betão de recobrimento de um pilar	25
Figura 2.34 – Pilar-fraco viga-forte.	27
Figura 2.35 – Soft-Storey.	27
Figura 2.36 – Má pormenorização das armaduras.	29
Figura 2.37 – Limites do recuo, quando ocorre acima de 0,15 H e se mantém a simetria axial do edifício.	33
Figura 2.38 – Limites do recuo, quando se mantém a simetria axial do edifício.	33
Figura 2.39 – Limites do recuo, quando ocorre abaixo de 0,15 H.	33
Figura 2.40 – Limites do recuo quando este não é simétrico.	34
Figura 3.1– Vista 3D da estrutura.	43
Figura 3.2 – Esforços num elemento de barra 3D.	45
Figura 3.3 – Características do material B30-vigasepilares utilizado na modelação das vigas.	46
Figura 3.4 – Amortecimento do material B30-vigasepilares.	46
Figura 3.5 – Largura de influência utilizada na modelação das vigas [EC8, 2003].	47
Figura 3.6 – Eixos locais do elemento finito de pilar.	48
Figura 3.7 – Eixos locais dos elementos PAREDE1 e PAREDE2.	49
Figura 3.8 – Ligação do núcleo aos elementos adjacentes com vigas rígidas.	49
Figura 3.9 – Características do elemento VIGA RÍGIDA.	50
Figura 4.1– Espectro de resposta do sismo tipo 1.	57
Figura 4.2 – Espectro de resposta do sismo tipo 2.	57
Figura 4.3 – Espectros de dimensionamento do sismo 1 e do sismo 2.	62
Figura 5.1 – Exemplo da modelação das rótulas plásticas.	66
Figura 5.2 – Espectro de resposta elástico de acelerações (em $m.s^{-2}$) do sismo 1.	70
Figura 5.3 – Espectro de resposta elástico de acelerações (em $m.s^{-2}$) do sismo 2.	70
Figura 5.4 – Espectro aceleração-deslocamento para o sismo 1 (aceleração em $m.s^{-2}$ e deslocamento em m).	71

Figura 5.5 – Espectro aceleração-deslocamento para o sismo 2 (aceleração em $m.s^{-2}$ e deslocamento em m).....	71
Figura 5.6 – Curvas de capacidade para a distribuição modal e para a distribuição uniforme, quando as forças são aplicadas segundo y com uma excentricidade e1	73
Figura 5.7 – Curvas de capacidade para a distribuição modal e para a distribuição uniforme, quando as forças são aplicadas segundo x com uma excentricidade e1	73
Figura 5.8 – Curvas de capacidade para a distribuição modal e para a distribuição uniforme, quando as forças são aplicadas segundo y com uma excentricidade e2	73
Figura 5.9 – Curvas de capacidade para a distribuição modal e para a distribuição uniforme, quando as forças são aplicadas segundo x com uma excentricidade e2	73
Figura 5.10 – Aproximação bilinear com rigidez pós-cedência e aproximação bilinear sem rigidez pós-cedência.	76
Figura 5.11 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear com rigidez pós-cedência (rosa).....	76
Figura 5.12 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear sem rigidez pós-cedência (vermelho).	77
Figura 5.13 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear com rigidez pós-cedência (rosa).....	77
Figura 5.14 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear sem rigidez pós-cedência (vermelho).	77
Figura 5.15 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear com rigidez pós-cedência (rosa).....	78
Figura 5.16 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear sem rigidez pós-cedência (rosa).....	78
Figura 5.17 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear com rigidez pós-cedência (rosa).....	78
Figura 5.18 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear sem rigidez pós-cedência (vermelho).	79
Figura 5.19 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear com rigidez pós-cedência (rosa).....	79
Figura 5.20 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear sem rigidez pós-cedência (vermelho).	79
Figura 5.21 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear com rigidez pós-cedência (rosa).....	80
Figura 5.22 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear sem rigidez pós-cedência (vermelho).	80
Figura 5.23 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear com rigidez pós-cedência (rosa).....	80
Figura 5.24 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear sem rigidez pós-cedência (vermelho).	80

Figura 5.25 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear com rigidez pós-cedência (rosa).....	81
Figura 5.26 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear sem rigidez pós-cedência (vermelho).	81
Figura 5.27 – Deslocamentos interpisos segundo X para o <i>target displacement</i> x 150%. 92	
Figura 5.28 – Deslocamentos interpisos segundo Y para o <i>target displacement</i> x 150%. 92	
Figura 5.29 – Deslocamentos interpisos segundo X para o <i>target displacement</i>	92
Figura 5.30 – Deslocamentos interpisos segundo Y para o <i>target displacement</i>	92
Figura 5.31 – Distribuição modal com excentricidade e1 e idealização bilinear com rigidez pós cedência, $\Delta y = 0,102\text{m}$, $V_y = 2591,807\text{kN}$	93
Figura 5.32 – Distribuição uniforme com excentricidade e1 e idealização bilinear com rigidez pós cedência, $\Delta y = 0,086\text{m}$, $V_y = 2972,98\text{kN}$	94
Figura 5.33 – Distribuição modal com excentricidade e1 e idealização bilinear com rigidez pós cedência, $\Delta x = 0,061\text{m}$, $V_x = 5214,1504\text{kN}$	94
Figura 5.34 – Distribuição uniforme com excentricidade e1 e idealização bilinear com rigidez pós cedência, $\Delta x = 0,053\text{m}$, $V_x = 5367,3403\text{kN}$	95
Figura 6.1 – Modelo de plasticidade concentrada com componentes em série.	97
Figura 6.2 – Relação entre as constantes α e β e o factor de amortecimento ξ	98
Figura 6.4 – Planta da estrutura [m] e localização do nó n242.....	100
Figura 6.5 – Alçado da estrutura [m] [Massena, 2004].	100
Figura 6.6 – Secção e pormenorização dos pilares [mm] [Massena, 2004].	100
Figura 6.7 – Secção e pormenorização de uma viga tipo [mm] [Massena, 2004].	101
Figura 6.8 – Alçado da viga B8 [mm] [Massena, 2004].	101
Figura 6.9 – Discretização de uma secção de betão armado – modelo de fibras [Antoniou, Pinho, 2003].	102
Figura 6.10 – Localização dos pontos de Gauss num elemento [Antoniou, Pinho, 2003].	102
Figura 6.11 – Modelo de comportamento não linear do betão com confinamento [Seonh-Hon, Elnashai, 2002].	103
Figura 6.12 – Comportamento hysterético do betão (modelo não linear com confinamento constante) [Antoniou, Pinho, 2003].	103
Figura 6.13 – Modelo elastoplástico bilinear com endurecimento cinemático [Seong-Hoon, Elnashai, 2002].	104
Figura 6.14 – Comportamento hysterético do aço (modelo elastoplástico bilinear com endurecimento cinemático) [Antoniou, Pinho, 2003].	104
Figura 6.15 – Modelação da descontinuidade do pilar C6 [Massena, 2004].	105
Figura 6.16 – Representação em planta do centro de massa e do centro de rigidez da estrutura [m] [Massena, 2004].	106
Figura 6.17 – Modos de vibração.....	107
Figura 6.18 – Padrões de força utilizados.	108

Figura 6.19 – Distribuição de forças nos pórticos da estrutura.....	108
Figura 6.20 – Curvas de capacidade da estrutura: a) Distribuição modal de forças ; b) Distribuição uniforme de forças.	109
Figura 6.21 – Espectro de resposta elástico.	110
Figura 6.22 – Espectro de resposta elástico no formato aceleração-deslocamento.	110
Figura 6.23 – Curva de capacidade do sistema de 1 gl equivalente para a distribuição modal segundo X.....	111
Figura 6.24 – Curva de capacidade do sistema de 1 gl equivalente para a distribuição modal segundo Y.....	111
Figura 6.25 – Curva de capacidade do sistema de 1 gl equivalente para a distribuição uniforme segundo X.....	111
Figura 6.26 – Curva de capacidade do sistema de 1 gl equivalente para a distribuição uniforme segundo Y.....	111
Figura 6.27 – Determinação do deslocamento objectivo do sistema de 1 GL equivalente para: a) Períodos baixos; b) Períodos médios ou longos.....	113
Figura 6.28 – Aplicação de acelerogramas à estrutura.....	115
Figura 6.29 – Primeiro par de acelerogramas artificiais: acelerograma 1 aplicado segundo a direcção X e acelerograma 2 aplicado segundo a direcção Y.....	115
Figura 6.30 – Espectro de referência vs. Espectros compatíveis com os acelerogramas 1 e 2.....	115
Figura 6.31 – Segundo par de acelerogramas artificiais: acelerograma 3 aplicado segundo a direcção X e acelerograma 4 aplicado segundo a direcção Y.....	116
Figura 6.32 – Espectro de referência vs. Espectros compatíveis com os acelerogramas 3 e 4.....	116
Figura 6.33 – Terceiro par de acelerogramas artificiais: acelerograma 5 aplicado segundo a direcção X e acelerograma 6 aplicado segundo a direcção Y.....	116
Figura 6.34 – Espectro de referência vs. Espectros compatíveis com os acelerogramas 5 e 6.....	117
Figura 6.35 – Primeiro par de acelerogramas semi-artificiais: a) Loma Prieta 1989 – Capitola000 aplicado segundo a direcção X ; b) Loma Prieta 1989 – Capitola090 aplicado segundo a direcção Y.....	117
Figura 6.36 – Espectro de referência vs. Espectros compatíveis do.....	118
Figura 6.37 – Segundo par de acelerogramas semi-artificiais: a) Imperial Valley 1979 – Bonds Corner 140 aplicado segundo a direcção X ; b) Imperial Valley 1979 – Bonds Corner 230 aplicado segundo a direcção Y.....	118
Figura 6.38 – Espectro de referência vs. Espectros compatíveis do segundo par de acelerogramas semi-artificiais.....	118
Figura 6.39 – Terceiro par de acelerogramas semi-artificiais: a) Imperial Valley 1940 – El Centro Array #9 180 aplicado segundo a direcção X ; b) Imperial Valley 1940 – El Centro Array #9 270 aplicado segundo a direcção Y.....	119

Figura 6.40 – Espectro de referência vs. Espectros compatíveis do terceiro par de acelerogramas semi-artificiais.....	119
Figura 6.41 – Exemplo: $n = 2000$; $\Delta t = 0,01$ s [Denoël, 2001].....	120
Figura 6.42 – Função $f(t)$ não-estacionária utilizada [Denoël, 2001].....	121
Figura 6.43 – Função utilizada para acelerogramas de curta duração [Denoël, 2001]. ...	122
Figura 6.44 – Acelerograma após modificação temporal [Denoël, 2001].....	122
Figura 6.45 – a) Acelerograma $a(t)$ antes da filtragem ; b) Acelerograma $a(t)$ depois da filtragem [Denoël, 2001].	123
Figura 6.46 – Espectro do acelerograma gerado vs. Espectro do EC8 [Denoël, 2001]. ..	124
Figura 6.47 – Correção frequencial a aplicar à Transformada de Fourier do primeiro acelerograma [Denoël, 2001].....	125
Figura 6.48 – Espectro de resposta do acelerograma $c(t)$ em comparação com o anterior e com o espectro do EC8 [Denoël, 2001].	125
Figura 6.50 – Geração dos acelerogramas artificiais utilizando o programa Gosca.	128
Figura 6.53 – Deslocamento de topo segundo X e segundo Y ao longo do tempo para os diferentes pares de acelerogramas utilizados.	129
Figura 6.54 – Deslocamentos interpisos segundo as direcções X e Y para os diferentes pares de acelerogramas utilizados.....	130
Figura 6.55 – Deslocamentos objectivos da estrutura segundo X para as diferentes análises efectuadas.....	132
Figura 6.56 – Deslocamentos objectivos da estrutura segundo Y para as diferentes análises efectuadas.....	132
Figura 6.57 – Espectros compatíveis médios vs. Espectro de referência segundo as direcções X e Y.	133
Figura 6.58 – Deslocamentos interpisos segundo X.....	135
Figura 6.59 – Deslocamentos interpisos segundo Y.....	135
Figura 6.60 – “Erro” das análises <i>Pushover</i> em relação às análises dinâmicas não lineares.	137
Figura 6.61 – Deslocamentos interpisos (cm) utilizando o <i>SeismoStruct</i>	140
Figura 6.62 – Deslocamentos interpisos (cm) obtidos a partir do <i>OpenSeeS</i> (“ <i>Analysis</i> ”) e de ensaios experimentais (“ <i>Experiment</i> ”) [Fajfar <i>et al.</i> , 2005].	140
Figura 6.63 – Curvas de capacidade da estrutura utilizando o <i>SeismoStruct</i> : a) Distribuição modal de forças ; b) Distribuição uniforme de forças.	142
Figura 6.64 – Curvas de capacidade da estrutura utilizando o <i>ZeusNL</i> [Jeong e Elnashai, 2005].....	142

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Consequências gerais da regularidade estrutural na análise e dimensionamento sísmico.	31
Tabela 3.1 – Dimensões das sapatas.	36
Tabela 3.2 – Características geométricas adoptadas para as vigas.	37
Tabela 3.3 – Características geométricas adoptadas para os pilares.	38
Tabela 3.4 – Excentricidade estrutural e raio de torção em cada piso da estrutura.	42
Tabela 3.5 – Condições a serem respeitadas relativamente à excentricidade estrutural e raio de torção, em ambas as direcções, X e Y.	42
Tabela 3.6 – Rigidezes e posição dos centros de rigidez e de massa de cada piso.	42
Tabela 3.7 – Coeficientes das molas utilizadas na modelação das fundações.	51
Tabela 3.8 – Massas e momentos polares de inércia dos pisos.	53
Tabela 3.9 – Momento polar de inércia de cada piso.	53
Tabela 3.10 – Localização dos <i>Masterjoints</i>	53
Tabela 3.11 – Períodos, Frequências e Participação Modal das Massas em cada modo.	54
Tabela 4.1 – Valores considerados para a definição do espectro de dimensionamento.	56
Tabela 4.2 – Frequências dos primeiros seis modos de vibração da estrutura.	57
Tabela 4.3 – Relação entre frequências.	58
Tabela 4.4 – Deslocamentos interpisos para o sismo 2.	62
Tabela 5.1 – Desempenho sísmico de um sistema de 1 grau de liberdade.	68
Tabela 5.2 – Ponto de aplicação das forças ao nível de cada piso.	72
Tabela 5.3 – Direcção dos modos de vibração.	72
Tabela 5.4 – Massa e deslocamentos modais de cada piso.	72
Tabela 5.5 – Valores da relação α_u / α_1 para os diferentes casos de análise.	74
Tabela 5.6 – Valores da relação α_u / α_1 adoptados.	74
Tabela 5.7 – Valores de F^*y , d^*y , F^*u , d^*u , T^*y e T^*x para os diferentes casos de análise.	82
Tabela 5.8 – Comportamento da estrutura para os diferentes casos de análise.	85
Tabela 5.9 – Deslocamentos objectivos do sistema de 1gl equivalente para os diversos casos de análise.	86
Tabela 5.10 – Ductilidade disponível e ductilidade exigida para os diversos casos de análise.	88
Tabela 5.11 – Deslocamentos do topo da estrutura para o sismo1.	88
Tabela 5.12 – Deslocamentos do topo da estrutura para o sismo2.	89
Tabela 5.13 – Deslocamentos interpisos para a análise modal para o sismo 2.	90

Tabela 5.14 – Deslocamentos interpisos para a análise <i>pushover</i> para os <i>target displacements</i> calculados para o sismo 2.....	91
Tabela 5.15 – Deslocamentos interpisos para a análise <i>pushover</i> para os <i>target displacements</i> x 1,5 calculados para o sismo 2.....	91
Tabela 6.1 – Resultados experimentais de Ispra, Itália [Seong-Hoon, Elnashai, 2002]. ..	104
Tabela 6.2 – Centros de massa e massa de cada piso.....	105
Tabela 6.3 – Períodos, Frequências e Factores de participação modal.....	106
Tabela 6.4 – Características do espectro do EC8 utilizado.	110
Tabela 6.5 – Factores de transformação Γ	110
Tabela 6.6 – Valores das idealizações das curvas de capacidade do sistema de 1gl equivalente e respectivos períodos.....	112
Tabela 6.7 – Desempenho sísmico do sistema de 1gl equivalente e da estrutura (parte1).	113
Tabela 6.8 – Desempenho sísmico do sistema de 1gl equivalente e da estrutura (parte2).	114
Tabela 6.9 – Deslocamentos objectivos da estrutura para as diferentes análises.	131
Tabela 6.10 – Deslocamentos interpisos para as análises efectuadas segundo as duas direcções.....	135
Tabela 6.11 – Características dos modelos usados no programa <i>ZeusNL</i>	142

Índice de Equações

Equação 3.1.....	51
Equação 3.2.....	51
Equação 3.3.....	52
Equação 3.4.....	52
Equação 3.5.....	52
Equação 4.1.....	55
Equação 4.2.....	55
Equação 4.3.....	55
Equação 4.4.....	56
Equação 4.5.....	58
Equação 4.6.....	59
Equação 4.7.....	59
Equação 4.8.....	60
Equação 4.9.....	61
Equação 4.10.....	62
Equação 5.1.....	65
Equação 5.2.....	66
Equação 5.3.....	67
Equação 5.4.....	67
Equação 5.5.....	67
Equação 5.6.....	67
Equação 5.7.....	67
Equação 5.8.....	68
Equação 5.9.....	68
Equação 5.10.....	68
Equação 5.11.....	68
Equação 5.12.....	68
Equação 5.13.....	68
Equação 5.14.....	69
Equação 5.15.....	71
Equação 5.16.....	86
Equação 5.17.....	86
Equação 6.1.....	97
Equação 6.2.....	98

Equação 6.3.....	98
Equação 6.4.....	123
Equação 6.5.....	123

1. Introdução

A presente dissertação destina-se à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico.

A realização deste trabalho permitiu ao autor desenvolver o seu conhecimento do Eurocódigo 8, o que se considera ter sido muito importante uma vez que estará para breve a substituição dos regulamentos nacionais pelas normas europeias. Permitiu igualmente aprofundar o estudo das análises estáticas e dinâmicas não lineares, matérias que se encontram ausentes do curriculum da licenciatura.

O objectivo deste trabalho é a exploração e utilização do Eurocódigo 8 para o dimensionamento e avaliação sísmica de edifícios. Neste contexto, procedeu-se à apresentação das diferentes metodologias de análise sísmica presentes neste regulamento, nomeadamente a análise dinâmica linear, análise estática não linear (*Pushover*) e análise dinâmica não linear. As duas primeiras análises referidas foram aplicadas a um edifício de betão armado que foi pré-dimensionado, modelado e dimensionado nas cadeiras de Estruturas de Edifícios e Modelação e Análise Estrutural durante a Licenciatura em Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico pelo autor desta dissertação. Para este efeito utilizou-se o *software* de cálculo automático *SAP2000*.

A realização de análises dinâmicas não lineares com o *Sap2000* em edifícios 3D não é muito fiável, uma vez que os erros numéricos durante as análises são frequentes e pouco esclarecimento existe sobre a matéria no manual disponível para os utilizadores. Neste sentido optou-se por estudar um edifício mais simples, o edifício SPEAR, no qual se efectuaram análises estáticas não lineares e análises dinâmicas não lineares utilizando o *software Seismostruct*. Este programa está mais vocacionado para análises dinâmicas não lineares do que o *Sap2000*, apresentando uma biblioteca de elementos finitos para a modelação dos elementos estruturais muito maior, levando portanto à obtenção de resultados mais coerentes. O edifício SPEAR já foi alvo de vários estudos teóricos e experimentais abrangidos no programa europeu SPEAR, constituindo-se deste modo como um excelente exemplo para a aplicação deste tipo de análises.

No capítulo 2 da dissertação apresentam-se os princípios de concepção sísmica de estruturas. Numa primeira fase referem-se os princípios indicados por diversos autores, e numa segunda fase referem-se os princípios propostos pelo Eurocódigo 8. Apresentam-se igualmente neste capítulo os critérios de classificação de estruturas no que respeita à sua regularidade, presentes no Eurocódigo 8 e determinantes para a escolha do método a adoptar para o dimensionamento sísmico das estruturas.

No capítulo 3 apresenta-se a primeira estrutura a analisar. Descrevem-se as suas características geométricas e estruturais bem como as opções de dimensionamento tomadas. Classifica-se a estrutura segundo os critérios presentes no Eurocódigo 8 e apresentados no capítulo 2. Neste capítulo são ainda apresentadas as opções de modelação tomadas.

No capítulo 4 efectua-se a análise dinâmica linear do edifício em estudo seguindo as directrizes presentes no EC8 e apresentadas neste capítulo. Dimensionam-se os elementos estruturais, definindo-se as armaduras a utilizar que vão servir de base às análises não lineares a realizar no capítulo seguinte.

No capítulo 5 avalia-se o dimensionamento realizado no capítulo anterior, recorrendo-se a análises estáticas não lineares (*Pushover*) do edifício apresentado no capítulo 3, nas duas direcções, segundo o procedimento proposto no Eurocódigo 8 e descrito neste capítulo.

No capítulo 6 apresentam-se análises dinâmicas não lineares, utilizando-se como caso de estudo o edifício SPEAR. Realizam-se análises estáticas e dinâmicas não lineares deste edifício com o programa *Seismostruct*, comparando os resultados obtidos para cada tipo de análise.

No capítulo 7 apresentam-se os comentários e algumas considerações finais decorrentes da realização deste trabalho.

No trabalho desenvolvido apresentam-se 5 anexos, com destaque para o anexo B onde se apresenta a metodologia utilizada na análise estática não linear de estruturas de betão armado. Neste anexo descreve-se o procedimento utilizado para obter as relações M-1/R das secções de pilares, vigas e paredes, utilizadas na análise estática não linear realizadas com o *SAP2000*.

2. Concepção Sísmica de Estruturas

2.1. Introdução

Actualmente o betão armado corresponde ao material mais utilizado na construção, sobretudo nos países mais desenvolvidos. Em regiões sísmicas, o projecto deste tipo de estruturas deve atender a determinados cuidados que podem condicionar o seu comportamento perante a acção sísmica. Erros frequentes, tais como má concepção, más práticas de construção e más pormenorizações, podem originar graves problemas nas estruturas durante a actuação de um sismo (Figura 2.1). De facto, e como D. J. Dowrick afirmou em 1977: "...um sismo procurará implacavelmente toda a irregularidade e fraqueza estrutural, quer ela tenha sido ou não previamente conhecida...".



Figura 2.1 – Escola primária de San Giuliano, colapso do edifício. Sismo de Molise (*San Giuliano di Puglia*, Itália, 31 de Outubro de 2002).

2.2. Comportamento sísmico de estruturas

A resposta sísmica de uma dada estrutura em geral, e do edifício em particular, depende de condições externas e de condições internas do edifício [Oliveira, 1989]. Como condições externas é possível mencionar a relação do edifício com outros adjacentes e a topografia local, e como condições internas as que se relacionam com o edifício, como a ligação entre elementos, graus de redundância, uniformidade em planta com secções convexas, simetria e rectangularidade, continuidade e regularidade em altura.

2.2.1. Condições externas

2.2.1.1. Relação com os edifícios adjacentes

Através da análise de muitos relatos dos danos observados em edifícios devidos a sismos ocorridos no passado foi possível compreender que a acção sísmica causa danos mais graves nos edifícios desacompanhados, nos de topo das bandas, nos de gaveto de quarteirões e nos edifícios em contacto com outros de diferentes dimensões.

Um dos maiores problemas na relação entre edifícios são as juntas existentes entre eles. Estas juntas permitem, se dimensionados adequadamente, que cada um dos edifícios oscile isoladamente. Nas construções mais antigas, as juntas eram muitas vezes inexistentes pois edifícios adjacentes partilhavam frequentemente a mesma parede de empena. Hoje em dia são deixadas juntas de 1 a 2 cm, sendo o espaçamento entre edifícios independente da sua altura. Apesar destas juntas serem constituídas por esferovite, a sua deficiente construção, nomeadamente com a presença de resíduos resultantes de uma descuidada construção das paredes, criam continuidade entre os edifícios, pelo menos para oscilações de pequena amplitude. De facto, para vibrações de pequena amplitude, os deslocamentos dos edifícios podem ser uniformizados devido às forças na superfície de contacto entre empenas, não havendo descontinuidades e choques. Para movimentos com maiores amplitudes, e devido às diferenças estruturais e à variabilidade espacial da acção sísmica, os edifícios podem oscilar em oposição de fase, podendo estas amplitudes superar o espaçamento criado pelas juntas. Este facto origina o choque entre edifícios (*pounding*), dificultando a análise sísmica das estruturas devido à difícil quantificação da energia transmitida durante o choque. Devido a este fenómeno vão-se concentrar os maiores esforços nas zonas de descontinuidade lateral como sejam os edifícios de topo nas bandas ou os de canto nos quarteirões. Este efeito pode ser explicado pela transmissão contínua e pelo efeito de choque. De facto, num edifício de extremidade o esforço não encontra continuidade provocando piores condições de resposta. O efeito de choque faz com que, se o edifício de uma extremidade chocar com todos os outros, o da outra extremidade irá sofrer um desprendimento com a mesma quantidade de movimento. Nos edifícios de canto de quarteirões podem ser observados estes dois fenómenos, contudo agravados pelo facto de a carga provir de duas direcções.

Devido à proximidade entre edifícios e devido ao comportamento elástico do solo, é possível observar a imposição de vibração aos edifícios adjacentes por parte daquele que a recebe.

O impacto entre edifícios provoca efeitos de maior gravidade do ponto de vista estrutural quando os pavimentos não se encontram ao mesmo nível. Esta situação surge, por exemplo, quando a implantação dos edifícios é feita em terrenos inclinados, como se pode observar na Figura 2.2, ou quando se tem edifícios antigos (pé-direito grande) junto a edifícios recentes.

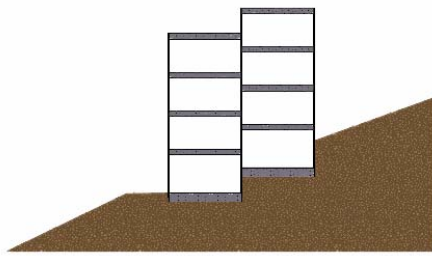


Figura 2.2 – Implantação de edifícios em terrenos inclinados.

O pavimento do edifício adjacente provoca punçoamento a meia altura do pilar do outro edifício, originando momentos elevados numa zona onde normalmente não se desenvolvem grandes esforços. A Figura 2.3, mostra um exemplo de um pilar danificado durante um sismo na Turquia em Agosto de 1999.



Figura 2.3 – Punçoamento a meia altura de um pilar devido ao choque do pavimento de um edifício adjacente. Sismo na Turquia em Agosto de 1999.

Em edifícios adjacentes de diferente porte, vai haver concentração de esforços na zona de descontinuidade em altura. Os efeitos são mais gravosos para o edifício que apresentar maior flexibilidade na zona de descontinuidade (Figura 2.4). Na Figura 2.5 está ilustrado o colapso de um edifício devido ao colapso de edifícios adjacentes durante o sismo do México de 1985.

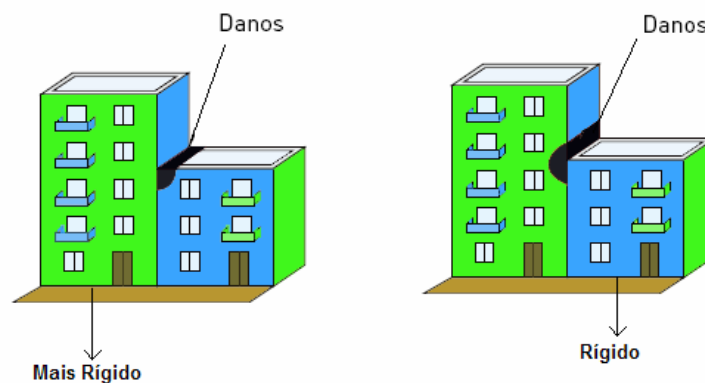


Figura 2.4 – Danos em edifícios adjacentes com alturas diferentes.



Figura 2.5 – Danos em edifícios adjacentes [EERI México II, 1987].

No caso particular de um edifício mais baixo, localizado entre dois de altura mais elevada (menos rígido), conseguem-se observar os danos na parte superior deste devido aos esforços axiais elevados nos seus elementos horizontais (Figura 2.6).

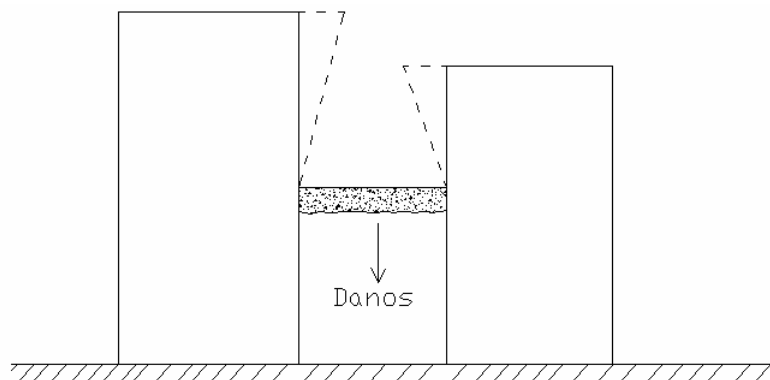


Figura 2.6 – Danos no edifício central.

2.2.1.2. Topografia Local

A implantação de edifícios deve ser feita em terrenos planos e afastados de grandes declives. De facto, os edifícios construídos nas encostas ou perto delas ficam sujeitos ao risco de escorregamento global da encosta que se poderá traduzir no seu arrastamento ou soterramento (Figura 2.7 a) e b)). As encostas com declives muito acentuados, podem sofrer escorregamento muitas horas após o sismo ou mesmo sem a acção deste. A ocorrência de sismos provoca acelerações na massa de solo da encosta, gerando forças de inércia que aumentam a tendência desta para deslizar. Este fenómeno está ilustrado na Figura 2.7 b).

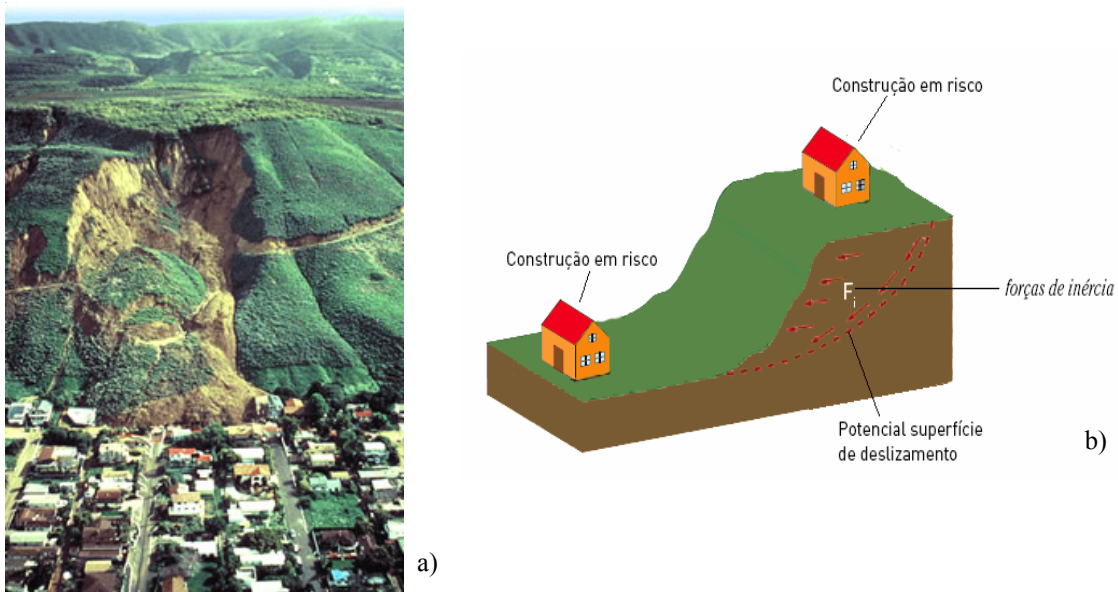


Figura 2.7 – a) Deslizamento em La Conchita, Califórnia, 1995 e b) Deslizamento de encostas.

Quando os edifícios estão implantados em encostas é difícil obter uma solução estrutural que minore os problemas apresentados. Deve-se portanto evitar a construção nestes locais, ou então estabilizar a encosta de forma a impedir o seu deslizamento, se for técnica e economicamente viável. O aterro não é uma boa solução pelo facto de serem zonas muito sensíveis aos sismos. A vibração do solo do aterro pode originar a sua compactação, produzindo assentamentos diferenciais ou deslizamentos. A experiência dos sismos do passado mostra que as estruturas localizadas em zonas de aterro sofrem mais danos do que aquelas que estão implantadas em zonas de escavação (ver Figura 2.8). A melhor solução passa então pela escavação, mas é importante ter em conta os efeitos desta no terreno adjacente ao edifício, principalmente no que respeita ao seu comportamento e ao dos muros, paredes de fundação ou ancoragens de amarração.

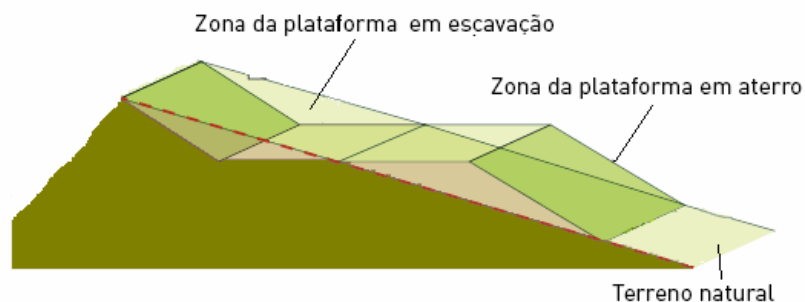


Figura 2.8 – Plataforma de aterro e escavação.

Do ponto de vista sísmico, a melhor solução passa por construir as fundações do edifício na zona escavada. De facto, o procedimento mais correcto seria escavar toda a área de implantação e criar uma plataforma horizontal sobre a qual se construiria o edifício. Dever-se-ia deixar um espaço entre a parede do edifício e a parede de contenção do terreno. Este modelo está ilustrado na Figura 2.9. Esta concepção traz dois problemas principais: 1) redução da área

de implantação; 2) se o espaço entre a parede do edifício e a parede de contenção for minimizado o acesso para manutenção ficará impossibilitado.

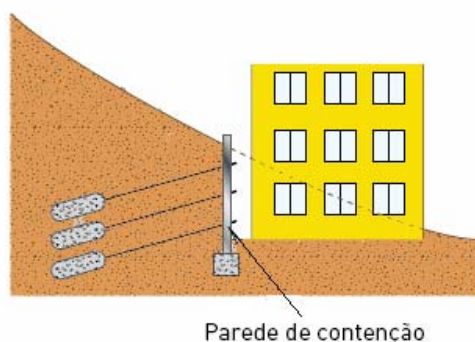


Figura 2.9 – Solução possível para implantação de edifícios em encostas.

É corrente adaptar as cotas de fundação à topografia (ver Figura 2.10 a)), ou construir os pilares sobre a parede de contenção (ver Figura 2.10 b)). Estas soluções trazem problemas de assimetria ao edifício, causando problemas do ponto de vista sísmico. A utilização de pilares de altura diferente traz problemas de torção ao edifício devido à diferença de rigidez dos pilares (os pilares mais curtos têm maior rigidez) e devido aos pilares mais curtos ficarem sujeitos a maiores esforços de corte.

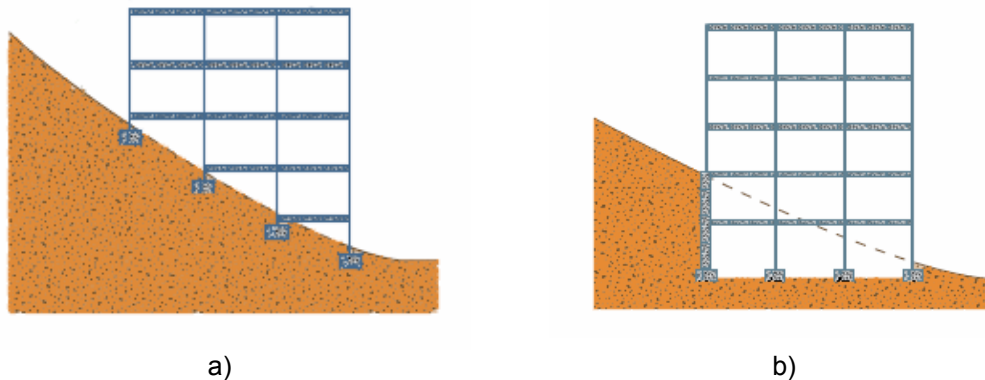


Figura 2.10 – Implantação em terreno inclinado: a) Fundações adaptadas à cota do terreno e b) Pilares construídos sobre parede de contenção.

A construção de edifícios em vales deve igualmente ser cuidadosamente analisada. Isto porque, em determinados vales, a acção sísmica pode ser amplificada e a capacidade resistente das fundações pode diminuir. No primeiro caso, as camadas aluvionares amplificam as ondas sísmicas entre a camada firme e a superfície. Como esta amplificação é selectiva em termos de frequências, podem ocorrer fenómenos não lineares no solo. O segundo caso ocorre quando o solo sofre liquefacção, ou seja, a rigidez do solo para esforços cortantes é praticamente nula.

A liquefacção é um fenómeno no qual a resistência e rigidez do solo são reduzidas devido à vibração do solo com um sismo. A liquefacção ocorre em solos saturados, isto é, em solos

onde o espaço entre partículas está completamente preenchido com água. Antes do sismo a pressão na água é relativamente baixa. No entanto, quando o sismo ocorre, a pressão na água aumenta até um nível onde as partículas do solo se movimentam livremente.

Os sismos ocorridos no passado têm mostrado que a liquefacção tem sido responsável por danos muito severos nas construções. Na realidade, como com a liquefacção a resistência do solo diminui, a sua capacidade para suportar edifícios e pontes é reduzida. Este facto está ilustrado nas fotos seguintes, Figura 2.11, onde se observa o colapso de edifícios durante o sismo de Niigata, em 1964, e o colapso de dois edifícios na Turquia, em 1999.



a) b)
Figura 2.11 – Efeito da liquefacção de solos: a) Niigata, 1964 e b) Turquia, 1999.

Deve ser evitada a implantação de edifícios em zonas de falhas activas ou zonas com constituição geológica diferente. Estes dois aspectos são da máxima relevância pois:

1. A intensidade das vibrações é mais elevada junto da origem;
2. O deslocamento diferencial da falha não é passível de ser suportado pelas fundações. O desnível na vertical, entre os dois lados, pode atingir um valor máximo de aproximadamente 3 m e a largura da zona onde ocorreu a fendilhação do solo pode chegar aos 50 m. A Figura 2.12 apresenta duas fotos da falha do sismo da Turquia, 1999.



Figura 2.12 – Falha do sismo de Izmit, Turquia, 1999.

A fundação sobre estratos muito diferentes pode trazer problemas uma vez que existe o perigo de deslizamento ao longo da superfície de separação. Os assentamentos diferenciais podem ocorrer mesmo sem sismo.

Deve igualmente ser evitada a implantação de construções em zonas que apresentem elevado nível freático e alterações subsuperficiais, pois podem apresentar problemas de fundações ou de transmissão de esforços ao terreno, e na orla costeira onde é real o risco de inundações ou de tsunamis.

2.2.2. Condições internas

Estas condições dizem respeito à estrutura resistente do edifício.

O projecto de uma estrutura deverá, para além de permitir uma boa distribuição de esforços, cumprir as exigências de resistência, ductilidade e deformabilidade. Para tal, a estrutura deve ter capacidade de dissipação de energia histerética sem perda exagerada de resistência, sendo por isso de evitar concentrações de esforços em zonas singulares que não estejam preparadas para resistir a cargas elevadas.

Para se obter um bom comportamento estrutural é necessário ter em atenção os materiais utilizados, o sistema estrutural adoptado e os critérios de concepção anti-sísmica de estruturas. Neste último ponto são de salientar os seguintes aspectos: ligação entre elementos, graus de redundância, uniformidade em planta com secções convexas, simetria e rectangularidade, continuidade, regularidade em altura e ductilidade.

2.2.2.1. Materiais utilizados

Os materiais mais utilizados na construção são o betão e o aço.

As estruturas metálicas devido ao seu peso baixo, apresentam uma massa pequena. Assim sendo, o sismo não é a acção condicionante neste tipo de estruturas, sendo o vento muitas vezes a acção mais desfavorável.

O betão armado apresenta um peso mais elevado, o que faz com que as massas em jogo sejam consideravelmente maiores. Este facto leva a que a acção sísmica seja importante nestas estruturas.

Em Portugal e para os edifícios, o betão armado continua a constituir-se como o material de construção economicamente mais viável e portanto o mais utilizado.

2.2.2.2. Sistemas estruturais

Os sistemas estruturais utilizados são a estrutura em pórtico, a estrutura mista e a estrutura

parede. No início, quando os edifícios construídos eram baixos (menos de dez pisos) as estruturas em pórtico eram as mais utilizadas. Este sistema estrutural também apresentava uma boa resistência ao sismo. A partir da década de oitenta, os edifícios passaram a crescer em altura. Em 1983 entra em vigor o RSA que regulamentava forças sísmicas maiores do que as consideradas anteriormente. Estes dois factos levam a que as estruturas em pórtico passassem a ser incapazes de resistir por si só à acção sísmica. Aparecem então as estruturas mistas. Estes sistemas são estruturas em pórtico reforçadas com paredes ou núcleos de betão armado. Estes núcleos localizam-se usualmente nas caixas de escadas ou nas caixas de elevadores. Na Figura 2.13, estão representadas plantas de uma estrutura em pórtico e de uma estrutura mista.

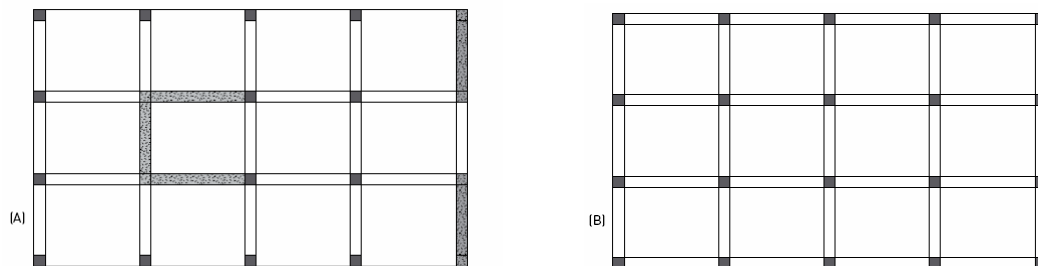
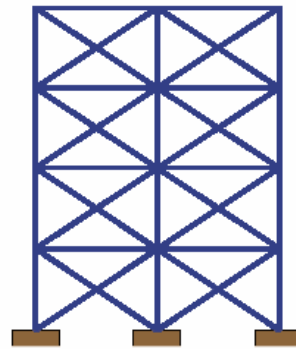


Figura 2.13 – Exemplos de plantas de estruturas em pórtico (B) e mista (A).

A introdução de paredes e caixas de escadas nas estruturas permitem aumentar a resistência destas às acções horizontais. Permitem igualmente controlar os deslocamentos horizontais da estrutura bem como a sua distribuição ao longo da altura. Grandes deslocamentos horizontais provocam importantes efeitos de segunda ordem nos pilares que podem levar ao colapso da estrutura. É pois fundamental controlá-los. A utilização de paredes traz ainda mais uma vantagem: as paredes tendem a uniformizar os deslocamentos horizontais entre pisos.

Outro sistema estrutural utilizado é a estrutura parede. Neste tipo de estruturas, os elementos resistentes verticais são paredes de betão armado. Este tipo de solução não é muito utilizado uma vez que é de difícil compatibilização com as soluções arquitectónicas apresentadas. Contudo, pode ser uma boa opção para edifícios altos de forma a conferir-lhes maior resistência às acções horizontais.

Existe um sistema utilizado para construir edifícios altos denominado *tube-in-tube*, ver Figura 2.14 a).



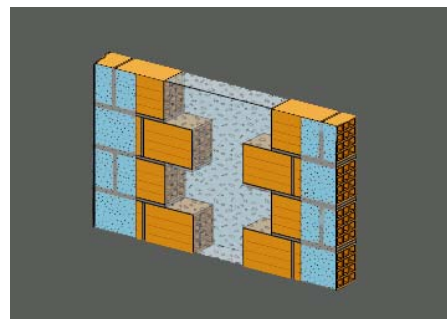
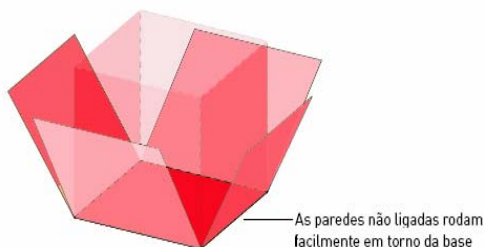
a)
 b)
 Figura 2.14 – a) Estrutura *tube-in-tube* e b) Estrutura triangulada.

O sistema tubo consiste em usar toda a periferia do edifício para formar uma estrutura tridimensional em tubo, ligando as paredes nos cantos e deixando nas fachadas os espaços necessários para as aberturas previstas. Deste modo, os pilares e as vigas são curtas e de grande rigidez. Estes sistemas podem ser complementados por um núcleo formado por paredes ortogonais na zona da caixa de escadas e de elevadores. Estas estruturas apresentam grande rigidez e resistência às acções horizontais.

Também se podem utilizar estruturas metálicas em edifícios sob a forma de sistemas porticados. Para aumentar a rigidez e resistência às acções horizontais dos pórticos, é habitual construir diagonais como ilustrado na Figura 2.14 b), dando origem a estruturas trianguladas.

2.2.2.3. Ligação entre elementos

Numa estrutura deve haver uma boa ligação entre os seus elementos resistentes, permitindo deste modo uma melhor distribuição de esforços, para além de conferir maior ductilidade à estrutura. Por exemplo, uma boa ligação entre paredes ortogonais dá origem a uma estrutura tridimensional com maior rigidez e resistência do que a soma das rigidezes e resistências das paredes. Este facto está ilustrado na Figura 2.15 a).



a)
 b)
 Figura 2.15 – a) Importância da ligação ente paredes ortogonais (as paredes não ligadas rodam facilmente em torno da base) ; b) Ligação pilar/parede de tijolo.

Na Figura 2.15 b), está representada a melhor maneira de construir os pilares: primeiro fazem-

se as paredes de alvenaria deixando o espaço necessário para depois se betonar o pilar. Deste modo o betão preenche parcialmente os furos dos tijolos criando uma melhor ligação pilar/parede.

As estruturas pré-fabricadas apresentam um fraco comportamento sísmico muito por culpa das deficientes ligações entre os elementos usualmente feitas em obra. Na Figura 2.16 mostra-se um exemplo. Neste caso, as vigas pré-fabricadas ao apoiarem nos pilares através de cachorros podem causar danos na ligação. Outra consequência possível é a queda das vigas se o deslocamento relativo viga-pilar for superior à dimensão horizontal do cachorro. Contudo, o comportamento sísmico deste tipo de estruturas pode ser tão bom quanto as betonadas *in situ* desde que se adoptem as disposições necessárias para evitar ligações fracas entre os elementos pré-fabricados.

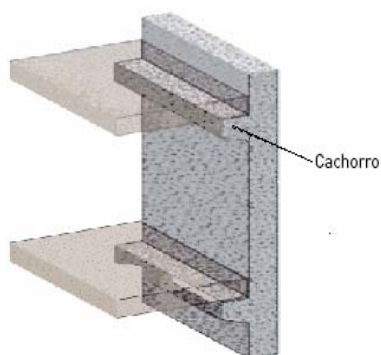


Figura 2.16 – Exemplo esquemático de ligação fraca em estrutura pré-fabricada.

2.2.2.4. Graus de redundância

A redundância está relacionada com o número de ligações que a estrutura tem a mais do que as necessárias para equilibrar as cargas aplicadas.

Quanto maior o grau de redundância estrutural maior será o potencial de redistribuição de esforços numa estrutura e a capacidade de propagação de dissipação de energia ao longo da estrutura. Num edifício, quantos mais pórticos existirem numa direcção, menor será o efeito da torção. De facto, quando um pórtico entra em regime não linear, os esforços são facilmente redistribuídos pelos outros pórticos, minorando os mecanismos de torção. Como regra básica dever-se-ão considerar no mínimo quatro pórticos em cada direcção horizontal [Oliveira, 1989], como está ilustrado na Figura 2.17.

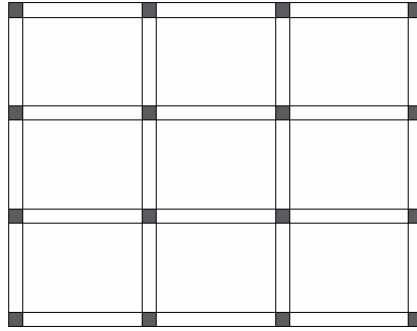


Figura 2.17 – Redundância de um sistema estrutural.

Em estruturas pouco redundantes, é necessário controlar o comportamento não-linear em algumas zonas, nomeadamente na base das estruturas.

Em estruturas de pisos rígidos suportados por pilares, devem ser considerados núcleos e paredes resistentes para uma melhor redistribuição de esforços em altura, um melhor controlo de deslocamentos globais da estrutura e deslocamentos entre pisos. De facto e como referido a parede permite uniformizar os deslocamentos relativos, conduzindo a uma distribuição regular das exigências de ductilidade dos pórticos [Bento, Lopes, 1999].

2.2.2.5. Uniformidade, Simetria e Rectangularidade em planta

A uniformidade em planta é conseguida a partir da organização dos elementos resistentes, *i.e.* através de uma distribuição regular dos elementos estruturais. Em zonas como as linhas de pórticos ou como as linhas de paredes resistentes, é possível observar acentuada concentração de esforços. Nestas situações é necessária a colocação de vigas e lajes para haver uma melhor redistribuição nestes elementos. Quando não se procede deste modo, o edifício tende a funcionar como se ficasse dividido em vários corpos rígidos, podendo haver um agravamento de esforços em estruturas com plantas em L, T e U (Figura 2.18 b). Plantas com o tipo de geometria representadas no grupo da má concepção da Figura 2.18 b) não conseguem garantir um comportamento de diafragma rígido no plano horizontal. A solução a adoptar nestes casos é dividi-las em formas compactas e convexas para as quais seja de esperar um comportamento de diafragma rígido, *i.e.* em plantas com reentrâncias pode-se optar pelo “fecho circular”, introduzindo elementos resistentes de forma a transformar plantas em L, T, ou U em plantas convexas.

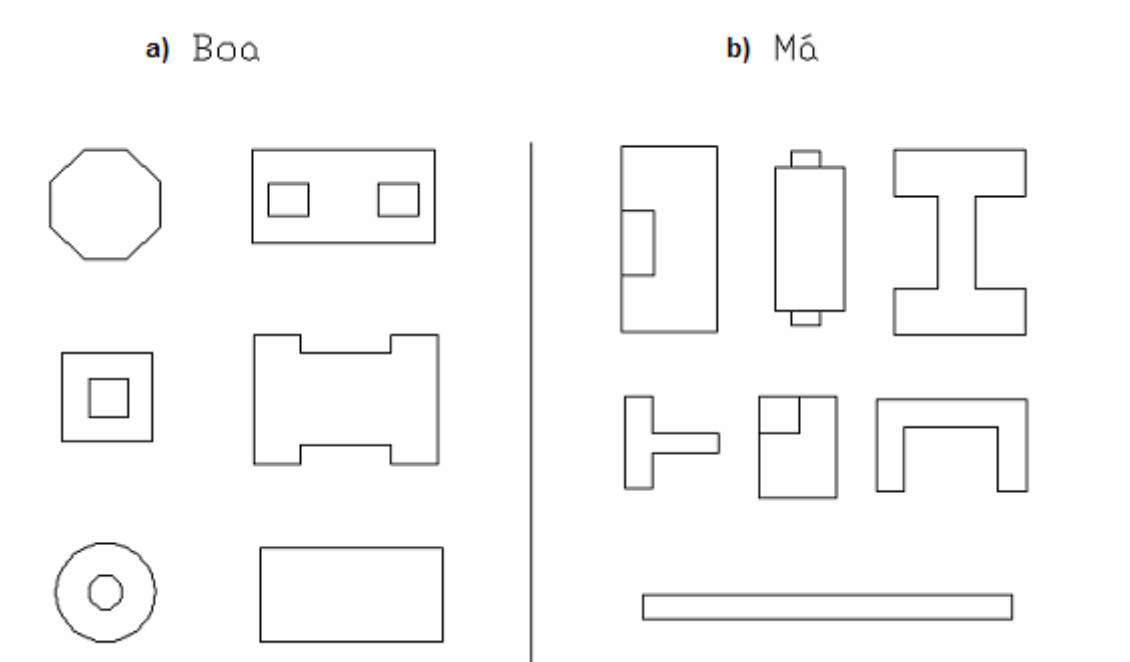


Figura 2.18 – Exemplos de a) boas e b) más concepções estruturais, associadas a disposições em planta.

Nos edifícios com disposições em planta assimétricas, do qual a Figura 2.19 a) é um exemplo, é mais difícil calcular a distribuição dos esforços nos diferentes elementos estruturais, sendo as exigências de ductilidade consideravelmente maiores nos elementos mais afastados do centro de rigidez, devido aos efeitos de torção. Deste modo, deve ser evitada uma distribuição assimétrica da rigidez ou da massa em planta.

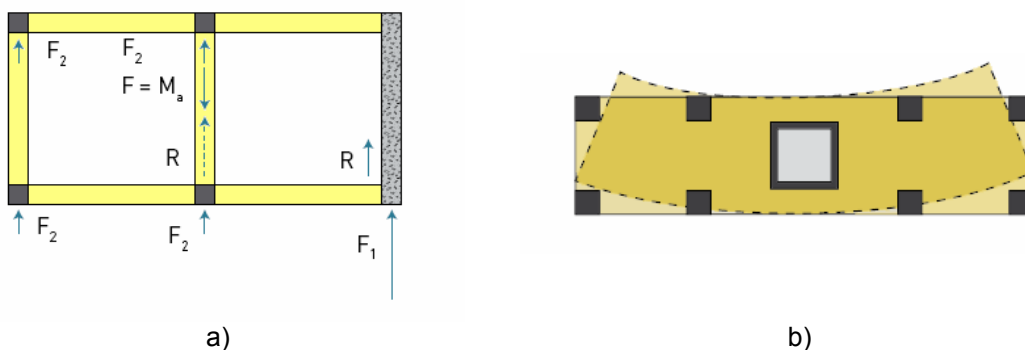


Figura 2.19 – a) Exemplo de um edifício assimétrico ; b) Exemplo do comportamento de um piso alongado.

Se se quiserem minimizar os efeitos de rotação dos edifícios durante um sismo é importante que a força de inércia F esteja alinhada com a resultante das forças de restituição elástica, o que acontece sempre em estruturas simétricas.

Mesmo que a estrutura esteja projectada para ser simétrica, existem factores acidentais que podem induzir torção no edifício: componente de torção do próprio movimento do solo, os elementos estruturais de ambos os lados do eixo de simetria não plastifiquem ao mesmo

tempo originando diferenças de rigidez temporárias, a utilização do edifício pode criar assimetrias de massa.

Uma maneira eficaz de reduzir os efeitos de torção, provocados por excentricidades de rigidez em planta, consiste na colocação, de forma simétrica, de elementos resistentes (nomeadamente paredes estruturais resistentes) na periferia. Deste modo, é possível aumentar a uniformidade em planta da rigidez, aumentando a rigidez do edifício, em particular a rigidez de torção, e simultaneamente diminuindo os efeitos de torção e aumentar simultaneamente a rigidez da estrutura.

Uma estrutura com forma rectangular em planta e com dimensões semelhantes em ambas as direcções apresenta um bom comportamento sísmico. As estruturas que apresentam em planta uma forma alongada (uma dimensão consideravelmente maior do que a outra) apresentam problemas de flexão, que poderão induzir efeitos de torção no comportamento do edifício, ver Figura 2.19 b).

Nestas situações, a melhor solução passa pela construção de juntas com as dimensões e o afastamento necessários, para que o edifício possa funcionar como vários corpos rígidos de rectangularidade mais marcada. Por outro lado, as estruturas com vãos longos sofrem excitações assíncronas originando movimentos diferenciais laterais e verticais bem como podem estar sujeitas a variações nas condições do solo. Criando juntas sísmicas é possível ultrapassar estas situações.

De acordo com o apresentado pode-se assim concluir que as melhores formas para os edifícios são as formas convexas e compactas em planta. As lajes de betão armado com formas por exemplo rectangulares ou circulares, não apresentam quase nenhuma deformabilidade no plano horizontal, funcionando os pavimentos como corpos rígidos para quaisquer movimentos no plano horizontal. Deste modo, os deslocamentos horizontais dos elementos estruturais verticais são compatibilizados, o que leva a que os elementos de maior rigidez absorvam maiores esforços. Este facto traz a vantagem de as forças de inércia geradas durante o sismo serem absorvidas e resistidas pelos elementos de maior rigidez. Outra vantagem do comportamento de corpo rígido dos pavimentos é as massas de cada piso vibrarem todas em conjunto, permitindo tipificar um pouco mais o comportamento dinâmico da estrutura durante o sismo. Isto conduz a modelos de análise mais fiáveis e a estruturas de maior confiança.

Os pavimentos de vigotas pré-esforçadas e abobadilha cerâmica são usados por serem mais baratos que as lajes betonadas *in situ*. Contudo, não têm comportamento de diafragma rígido no plano horizontal porque, normalmente a lâmina de betão apresenta uma espessura de 3 a 5 cm, insuficiente para garantir esta característica. Na Figura 2.20 está representado um

pavimento de vigotas pré-fabricadas. O uso destes pavimentos em zonas sísmicas é desaconselhado, sendo apenas aceitável em construções de pequeno porte como sejam 3 pavimentos sobrepostos ou menos.

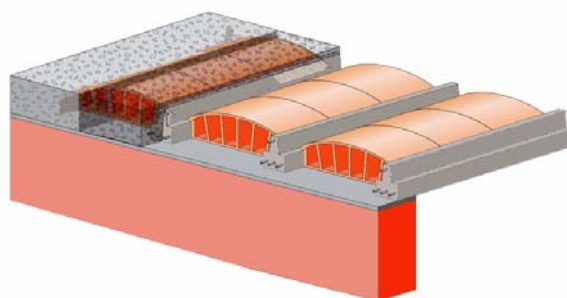


Figura 2.20 – Pavimento de vigotas pré-fabricadas.

A Figura 2.21 apresenta os danos verificados no Hotel Terminal, estrutura assimétrica em planta, durante o sismo de Guatemala, em 1976. O edifício tinha uma planta rectangular mas um núcleo muito rígido, localizado anti-simetricamente, junto a uma das extremidades [Figura 2.21 a)]. A excentricidade, provocada principalmente pela localização do núcleo resistente, originou esforços elevados (resultantes da torção do edifício) que conduziram ao colapso por esforço transversal de pilares, como está ilustrado na Figura 2.21 b). Este exemplo é revelador da importância de, por um lado, evitar os esforços resultantes da torção do edifício, e de definir adequadamente a quantidade de armadura transversal.



a)



b)

Figura 2.21 – Hotel Terminal, Sismo de Guatemala, 1976 [Bertero, 1997]: a) Vista global; b) colapso de um pilar.

2.2.2.6. Continuidade e regularidade em altura

A rigidez da estrutura deve ser uniforme e contínua em altura. De facto, as discontinuidades provocam tensões ou forças concentradas, aumentam a exigência de ductilidade nessas zonas, induzem efeitos devidos à torção e alteram as características dinâmicas das estruturas. Edifícios muito esbeltos sofrem elevados movimentos no topo, elevados momentos de derrubamento e elevadas forças se a massa não estiver uniformemente distribuída. A Figura

2.22 apresenta soluções boas e más relacionadas com o desenvolvimento em altura dos edifícios.

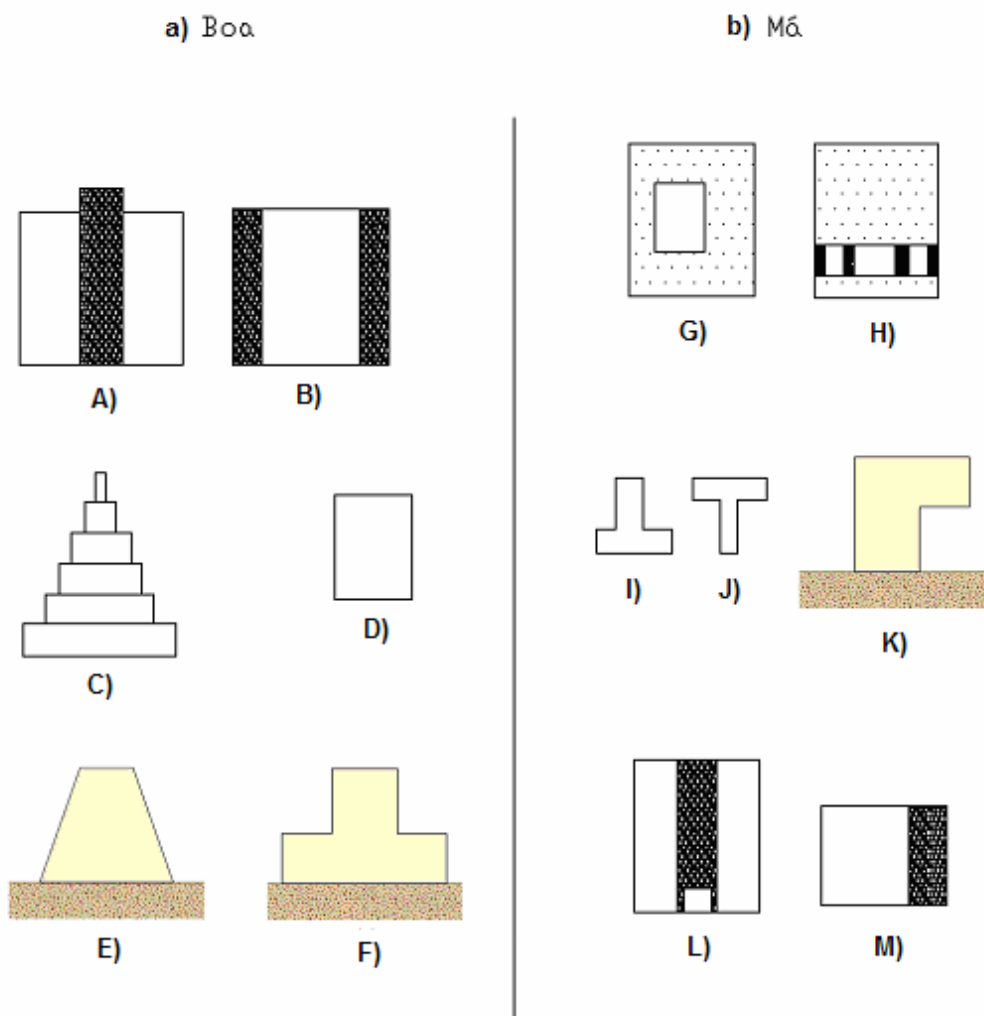


Figura 2.22 – Desenvolvimento em altura – a) boas e b) más soluções.

Para que haja uniformidade em altura é necessário que se verifique um desenvolvimento contínuo em altura da massa e da rigidez. Para tal deverão ser evitadas as seguintes situações:

1. Irregularidade da planta em altura – acontece quando as dimensões em planta são alteradas em altura. Um caso corrente representativo desta situação são os edifícios que apresentam recuos (*setback*). Se for uma parede resistente a ser interrompida, os andares da zona superior vão sofrer um grande acréscimo de esforço imediatamente acima da interrupção. Na Figura 2.22 b) estão representados exemplos de descontinuidades da planta em altura.

Os casos (J) e (K) são os mais gravosos. A diminuição da área em planta dos pisos em altura deve ser gradual, como acontece nos casos (C) e (E) ao contrário do que acontece no caso (F). A situação mais correcta é a representada na figura (D) em que

há regularidade da planta em altura.

2. Aparecimento de descontinuidades nas estruturas resistentes quando se passa de um andar para outro abaixo – os principais elementos resistentes (como sejam paredes resistentes, linhas de pórticos, etc.) deverão ter continuidade desde o topo até às fundações do edifício. Os pisos vazados (*soft-storeys*) podem apresentar descontinuidade destes elementos, assumindo-se deste modo como sendo os pisos mais vulneráveis do edifício. Neste tipo de estrutura a deformação devida a cargas horizontais tende a concentrar-se no andar inferior, originando deslocamentos relativos muito grandes entre as extremidades dos pilares. Os efeitos de segunda ordem assim provocados podem levar à rotura dos pilares e ao colapso global do edifício. Caso as paredes sejam bastante esbeltas (altura grande em relação à largura), o efeito de rotação da parede torna-se preponderante levando ao colapso dos pilares por compressão e ao colapso global da estrutura. Usualmente os pisos vazados aparecem no piso térreo por razões de natureza arquitectónica, e podem corresponder às seguintes situações: a parede estrutural apresenta descontinuidade sendo os esforços descarregados sobre os restantes pilares; quando se suprime um pilar (por exemplo ao nível do R/C), os esforços são redistribuídos pelos restantes pilares através das vigas, podendo provocar acentuados efeitos de flexão, corte e torção (a supressão de pilares ocorre por motivos ligados à arquitectura original dos edifícios ou devido a alterações posteriores à construção original para criar espaços amplos ao nível do rés-do-chão para montras ou acesso a estabelecimentos comerciais; esta é uma situação frequente em edifícios antigos), ver Figura 2.23 a); transições suaves através de elementos diagonais também podem trazer problemas, pois podem induzir esforços adicionais difíceis de absorver, ver Figura 2.23 b); ausência de paredes de enchimento, ver Figura 2.23 c); pé-direito mais elevado.



a)



b)



c)

Figura 2.23 – a) Edifício com pilares cortados no rés-do-chão posteriormente à construção original ; b) Exemplo de descontinuidade de pilares no rés-do-chão ; c) Exemplo de pisos vazados.

Na Figura 2.24 apresentam-se exemplos de estruturas descontínuas em altura. De

facto os casos mais graves são aqueles em que existem reduções significativas de resistência e rigidez de cima para baixo.

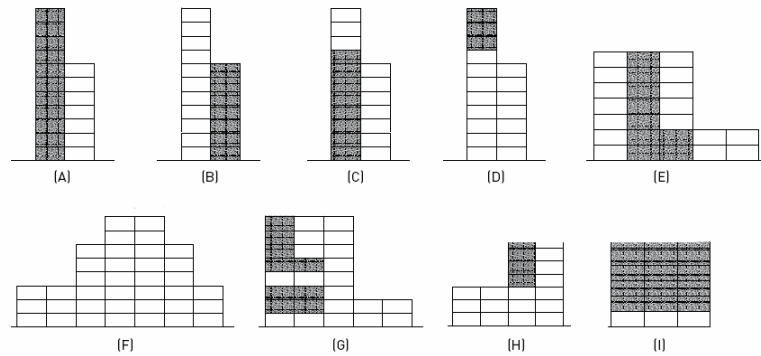


Figura 2.24 – Irregularidades estruturais em altura.

3. Alteração significativa das secções dos elementos resistentes de andar para andar – as descontinuidades das secções de elementos estruturais como paredes resistentes e pilares, introduzem descontinuidades na resposta e agravam os esforços nas zonas de transição. A transição deve ser suave, sendo uma regra básica a alteração da secção (geometria e/ou armadura) em cada dois ou três pisos, dependendo da altura do edifício.
4. Alterações importantes da altura ou pé direito dos andares – introduzem descontinuidades na rigidez da estrutura em altura. A diminuição do pé direito em determinados andares provoca nestes um acréscimo do esforço transversal. Como exemplo refere-se os andares de arejamento junto das fundações. Por outro lado o aumento do pé-direito (como referido no ponto 2) origina um piso vazado, mais flexível.
5. Aparecimento e/ou desaparecimento súbito de elementos considerados não resistentes (paredes de alvenaria) ou de elementos resistentes não considerados directamente no estudo do comportamento – mesmo quando os andares apresentem o mesmo pé direito, a existência de paredes de alvenaria que não preenchem a totalidade da altura do pilar, origina normalmente a situação de pilar curto. Esta situação está ilustrada na Figura 2.25. A parede de alvenaria restringe a deformação lateral da parte inferior dos pilares o que faz diminuir a altura útil disponível para estes absorverem a diferença de deslocamento horizontal entre pisos e leva a uma grande concentração de esforços de corte nestas zonas. Este efeito é tanto pior quanto mais fraca for a ligação pilar/alvenaria ou se a alvenaria se danificar.

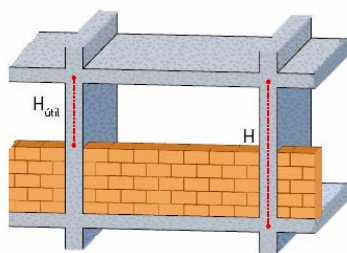


Figura 2.25 – Pilar curto, devido à descontinuidade em altura provocada pela parede de alvenaria.

Mesmo em estruturas regulares, se por exemplo as alvenarias do rés-do-chão colapsarem antes das dos pisos superiores se começarem a danificar, pode-se criar um piso vazado com as consequências gravosas que já se descreveram anteriormente. Este processo é ilustrado na Figura 2.26.

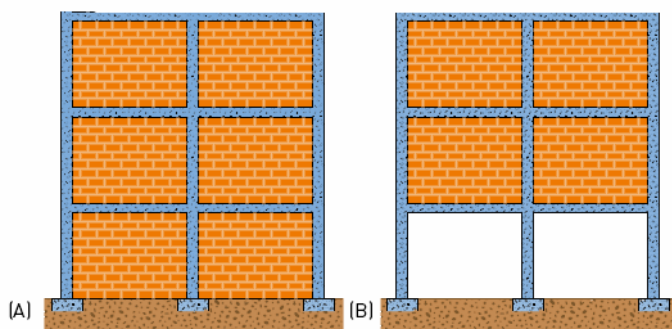


Figura 2.26 – Criação involuntária de um piso vazado: A-situação no início do sismo ; B-situação após o colapso das alvenarias do rés-do-chão, se este ocorrer antes de ocorrerem danos nas alvenarias dos pisos superiores.

Uma das maneiras de prevenir estas situações é a construção de estruturas mistas. Isto porque, como foi referido, as paredes restringem os deslocamentos entre pisos, impedindo as graves consequências da formação dos pisos vazados.

Outra situação de alteração do funcionamento estrutural dos pilares, é a existência de escada a descarregar a meia altura do pilar como está ilustrado na Figura 2.27. A restrição do movimento nesta secção do pilar vai originar o aparecimento de maiores momentos flectores e esforços transversos. Em casos extremos, esta situação pode levar ao colapso do pilar e da estrutura global como é possível observar na Figura 2.28. Assim é recomendável considerar as escadas nos modelos de análise das estruturas de edifícios para as acções sísmicas.

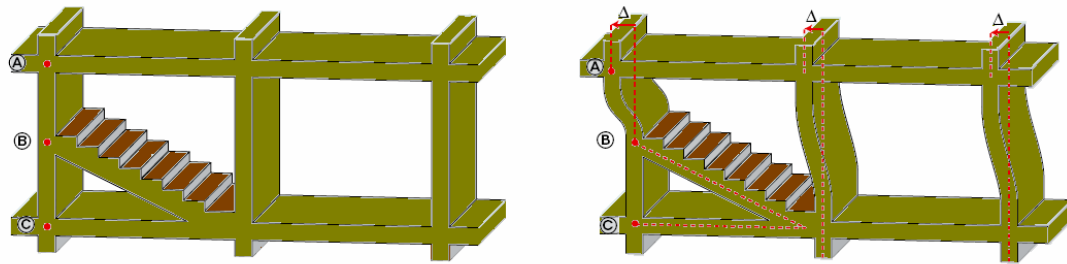


Figura 2.27 – Escada a descarregar a meio do pilar.



Figura 2.28 – Colapso de um pilar devido às escadas.

6. Introdução súbita de massas adicionais em dado andar – se houver uma introdução de massas adicionais numa dada zona da estrutura poder-se-á originar aí uma concentração de esforços. Este efeito será mais gravoso se as massas forem excêntricas. Um exemplo desta situação é a introdução de reservatórios de água no topo de edifícios, ver Figura 2.29. As massas elevadas colocadas em zonas altas de edifícios, como são os casos de coberturas pesadas ou saliências, estão sujeitas a forças de inércia mais elevadas. Nestes casos, deve haver o cuidado adicional no dimensionamento relativamente às ligações destas massas ao edifício.

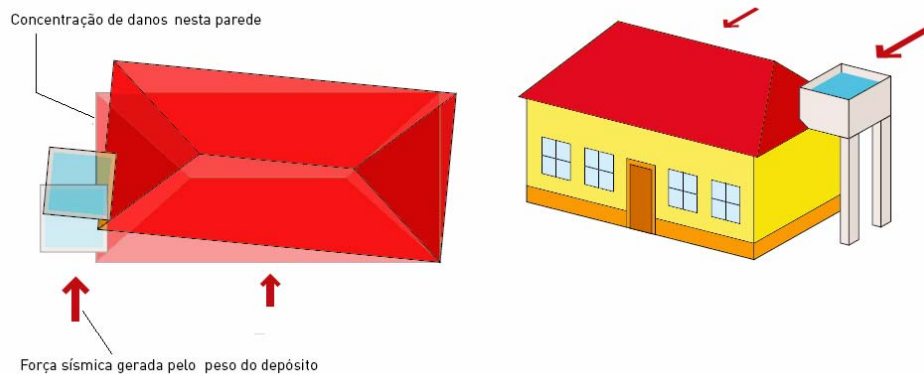


Figura 2.29 – Exemplo de uma casa com um depósito de água elevado.

2.2.2.7. Fundações

Para um melhor comportamento da super estrutura durante um sismo, o projecto e construção das fundações, e das ligações à super estrutura, devem garantir que a estrutura esteja sujeita a uma excitação uniforme devido ao sismo e evitar assentamentos diferenciais. Sugere-se (como proposto em alguns regulamentos sísmicos, Eurocódigo 8 [CEN, 2003] por exemplo) a utilização de uma laje de fundação para edifícios com paredes estruturais com diferentes rigidezes e espessuras. Para edifícios com elementos de fundação individuais, devem ser utilizadas lajes de fundação ou vigas de fundação entre estes dois elementos nas duas direcções. A utilização de vigas de fundação permite um melhor funcionamento das fundações sob a acção de forças horizontais pois possibilita redistribuir os esforços entre os diversos elementos. Permitem igualmente limitar os assentamentos relativos entre fundações.

Fundações irregulares originam forças devido à torção e distribuições irregulares de acelerações em altura. Relativamente aos solos de fundação é necessária especial atenção àqueles que apresentam nível freático elevado e aos solos susceptíveis de liquefazer. A Figura 2.30 apresenta soluções boas e más relacionadas com a fundação da estrutura.

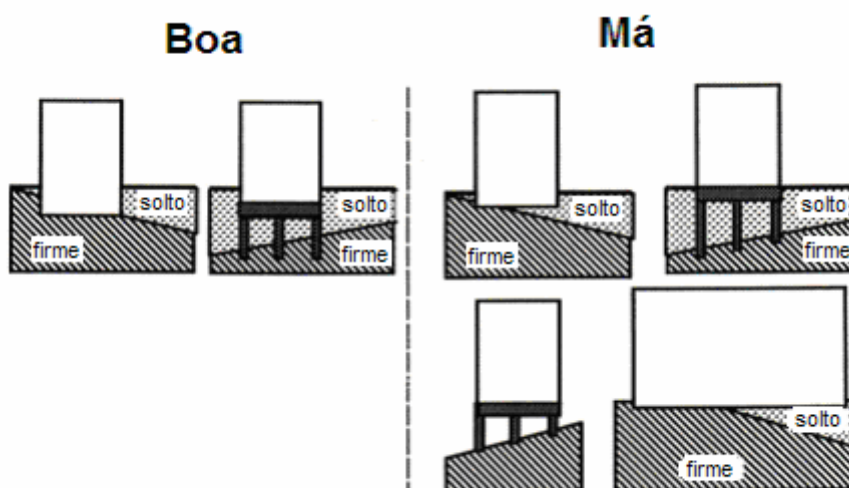


Figura 2.30 – Tipos de fundações – soluções boas e más [Pilakoutas, 2004].

2.2.2.8. Ductilidade

A ductilidade dos elementos de betão armado diminui à medida que a força de compressão que neles actua aumenta. Por este motivo deve-se limitar o esforço normal reduzido nos pilares. Em estruturas de edifícios de betão armado seria conveniente que a força de compressão em cada pilar fosse inferior a 40% da sua capacidade resistente à compressão. Uma das maneiras de diminuir o esforço normal reduzido dos pilares é aumentar a sua área.

Em elementos de betão armado sujeitos apenas a flexão sem forças de compressão, existe sempre uma área da secção que se encontra comprimida. Como a extensão última do betão é

muito inferior à do aço, a ductilidade do elemento é condicionada pelo betão. Para aumentar a ductilidade do betão torna-se necessário aumentar a sua extensão última sendo que, para tal, se deve confinar o betão. A forma de fazer isto consiste na colocação nas zonas mais comprimidas ou em todas as secções do elemento de armaduras paralelas ao eixo longitudinal e colocadas junto à periferia da secção e envolvendo a quase totalidade da secção do elemento.

A tensão na extremidade de um varão é nula, por isso ele só começa a funcionar em pleno a partir de uma certa distância da sua extremidade, ver Figura 2.31 a). Por este motivo, é fundamental prever o devido comprimento de amarração do varão aquando da sua pormenorização. Este comprimento pode ser diminuído se o varão tiver um gancho próximo da extremidade, ver Figura 2.31 b).

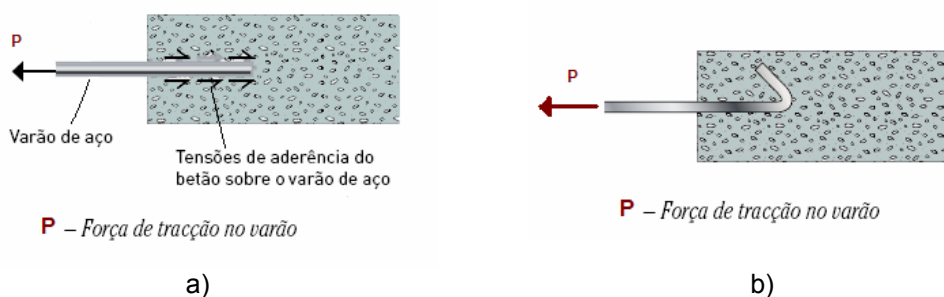


Figura 2.31 – a) Amarração de um varão de aço no betão (sem gancho) ; b) Amarração de um varão de aço no betão (com gancho).

Os varões das cintas também devem ser amarrados. Para tal, sobrepõem-se as extremidades do varão.

O betão de recobrimento não está confinado, logo apresenta uma extensão última inferior à do betão no interior das cintas (betão confinado). Para níveis de extensão de compressão não muito elevados, pouco depois da plastificação das armaduras à tracção, o betão de recobrimento entra em rotura, deixando por isso de funcionar. Este facto não afecta a capacidade resistente da secção pois a perda do betão de recobrimento é compensada pelo aumento da resistência à compressão do betão cintado. O problema que pode aparecer é que as cintas perdem aderência, e se estiverem mal amarradas, ver Figura 2.32 a), podem abrir e ficar como se ilustra na Figura 2.32 b).

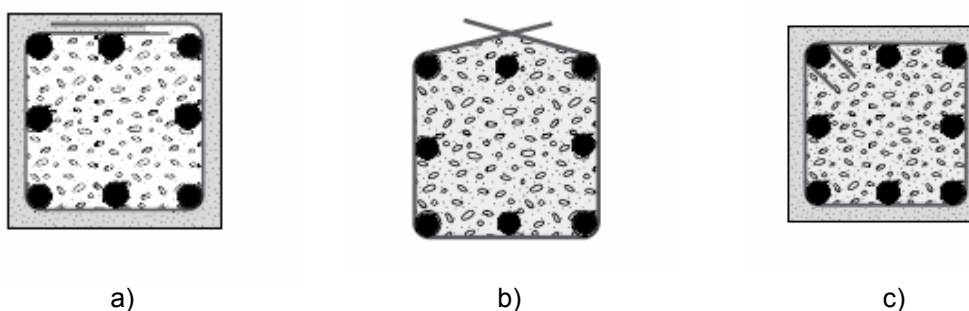


Figura 2.32 – a) Cintas mal amarradas ; b) Abertura da cinta por perda do betão de recobrimento ; c) Correcta amarração de cintas

Deste modo o betão interior perde confinamento, podendo originar a rotura do pilar e em caso extremo o colapso global da estrutura, ver Figura 2.33.



Figura 2.33 – Perda de betão de recobrimento de um pilar

Por este motivo as cintas devem ser amarradas no interior do núcleo de betão cintado, ver Figura 2.32 c).

2.2.3. Detalhes construtivos

Os detalhes construtivos são fundamentais para garantir a resistência sísmica projectada para os elementos estruturais. Diferentes cuidados devem ser assegurados para garantir um adequado desempenho sísmico:

1. Alinhamentos de armaduras, espaçamento bem orientado das cintas ou estribos e comprimentos de amarração de armaduras longitudinais. Relativamente a este último aspecto, é importante ter especial atenção às zonas de ligação pilar-viga;
2. Para garantir uma boa capacidade resistente bem como a aderência necessária às armaduras, é necessário garantir uma boa qualidade de betão e cuidado na aplicação em obra;
3. Os detalhes construtivos são fundamentais na resistência local da estrutura. Deste modo, deverão conferir aos elementos estruturais uma ductilidade controlada, sem perda exagerada de resistência e de rigidez mesmo para deformações elevadas e após vários ciclos de carga. Este aspecto é assegurado através de uma boa cintagem, sobretudo nas extremidades das vigas e de pilares, e de uma boa amarração de todos os elementos estruturais entre si;
4. O modo de execução, nomeadamente a colocação das alvenarias, influencia as tensões nos elementos estruturais (é diferente colocar a alvenaria de cima para baixo, ou vice-versa).

2.3. Erros comuns na concepção e na construção de estruturas em zonas sísmicas

Nesta secção são apresentados sinteticamente os erros mais comuns que ocorrem na fase de concepção sísmica e na fase de construção. O objectivo é apresentar resumidamente os factores que mais influenciam o desempenho sísmico de estruturas.

2.3.1. Erros frequentes na concepção sísmica de estruturas

Listam-se de seguida, e em jeito de conclusão, alguns erros frequentes que se verificam principalmente na fase de concepção de uma estrutura, e que podem conduzir a um comportamento sísmico inadequado. Alguns dos erros apresentados estão também relacionados com o dimensionamento sísmico estrutural.

- Reforçar uma estrutura sem critério pode não aumentar a sua resistência, levando eventualmente à fragilização de outras zonas.
- A substituição de elementos estruturais pode provocar a alteração do funcionamento da estrutura se a ligação do novo elemento não for bem feita. Por outro lado, quando se retira um elemento para substituição, provoca-se uma descontinuidade na estrutura que origina deformações irreversíveis que o novo elemento dificilmente conseguirá rectificar.
- Quando as paredes de enchimento são bem ligadas aos pórticos a estrutura fica mais rígida, alterando as suas características dinâmicas bem como o seu mecanismo de rotura.
- Danos não estruturais – os componentes não estruturais representam usualmente 90% do custo do edifício, podendo o seu custo de reparação ser superior ao dos danos de pequenos elementos estruturais. Os elementos não estruturais não são habitualmente considerados durante a análise da estrutura, podendo apesar de tudo atrair forças que provoquem graves danos se interferirem com o mecanismo estrutural. Estes elementos podem aumentar a rigidez da estrutura e consequentemente a sua frequência fundamental de vibração, e podem causar excentricidades de massa e rigidez que podem conduzir a problemas de torção.
- Pilar-fraco viga-forte – este tipo de concepção pode levar a mecanismos de colapso locais de pisos, como é possível ver na Figura 2.34, ou mesmo ao colapso total da estrutura. As vigas fortes vão provocar deformações inelásticas sobre os pilares fracos levando o colapso do piso.



Figura 2.34 – Pilar-fraco viga-forte.

- Piso Vazado (Soft-storey) – encontram-se frequentemente no piso térreo devido a exigências arquitectónicas. Esta situação leva muitas vezes ao colapso da estrutura ou a danos graves (Figura 2.35). Igualmente, a interrupção a partir de um determinado piso das paredes estruturais provoca grande concentração de esforços nos dois andares seguintes. Consequentemente os elementos resistentes às acções sísmicas, nomeadamente as paredes resistentes, não devem ser interrompidas em altura.



Figura 2.35 – Soft-Storey.

- Efeitos de torção – diferenças significativas entre o centro de massa e o centro de rigidez devido a assimetrias em planta, alterações em altura ou assimetrias acidentais podem levar a danos nos elementos de extremidade (localizados na periferia da estrutura em planta).
- Falta de ortogonalidade da rigidez – se a rigidez necessária é apenas mobilizada segundo uma direcção, a direcção mais “fraca” pode sofrer graves danos. Deste modo, é necessário que a estrutura possua elementos resistentes em duas direcções ortogonais.
- Pilar curto – a rotura por corte pode ocorrer em pilares curtos de betão armado se, por exemplo, se construir paredes de alvenaria até meia altura. O mesmo acontece com os patins de escadas que transmitem esforços de corte aos pilares potenciando este tipo de rotura.
- Impacto entre estruturas (Pounding) – devido a diferenças relacionadas com as

características dinâmicas, os edifícios adjacentes durante um sismo podem colidir um no outro. A situação ideal seria prever um espaço entre os edifícios igual à soma dos deslocamentos máximos destes.

- Erros frequentes no cálculo da resposta sísmica da estrutura, de que são exemplos a utilização indevida de *software* de cálculo automático, bem como a modelação do problema real. É importante referir que a estrutura deve possuir elementos suficientes com capacidade de dissipação de energia sem perda de resistência, ou seja, deve ser dúctil e evitar comportamentos frágeis.

2.3.2. Erros frequentes praticados em obra

São vários os erros mais comuns executados em obra, como se apresenta seguidamente:

- Má implantação dos elementos verticais;
- Reajuste ao nível do primeiro piso dos erros de implantação, que conduzem a maus resultados;
- Desaprumo dos pilares;
- Má betonagem dos elementos estruturais;
- Má qualidade dos materiais;
- Faltas de esquadria;
- Deficiente ligação entre os elementos estruturais e as paredes de alvenaria;
- Falta de armaduras para momentos negativos em lajes aligeiradas;
- Falta de estribos em zonas críticas (Figura 2.36);
- Insuficientes comprimentos de amarração;
- Alterações do projecto em obra sem consulta do projectista;
- Utilização dos mesmos processos de construção, mesmo que prejudiciais para o bom funcionamento da estrutura, por estarem enraizados desde há largos anos;
- Falta de fiscalização.



Figura 2.36 – Má pormenorização das armaduras.

2.4. Princípios básicos de concepção sísmica segundo o Eurocódigo 8

O Eurocódigo 8 (EC8), Parte 1 [CEN, 2003], apresenta na secção 4.2 as regras gerais para a concepção sísmo-resistente de edifícios.

A intenção será permitir prever e até simplificar o comportamento do edifício durante um sismo apoiando as hipóteses simplificativas assumidas na modelação e análise estrutural. Nesta secção são também apresentados os critérios a satisfazer para a regularidade estrutural e as consequências desta irregularidade estrutural em termos de análise e dimensionamento sísmico.

2.4.1. Princípios básicos de concepção

O EC8 apresenta uma série de princípios orientadores para a concepção de edifícios tendo em conta o risco sísmico, de forma a dotá-los de resistência a estas acções:

- Simplicidade estrutural;
- Uniformidade, simetria e redundância;
- Resistência e rigidez bidireccional;
- Resistência e rigidez de torção;
- Comportamento de diafragma ao nível do piso;
- Fundações adequadas.

Praticamente todos estes princípios já foram apresentados anteriormente e no EC8 são listadas as razões da necessidade da sua consideração num dimensionamento sísmico adequado.

A simplicidade estrutural possibilita prever melhor e reduzir a incerteza acerca do comportamento sísmico da estrutura. Esta simplicidade baseia-se na definição de caminhos bem definidos de transmissão de forças sísmicas.

O comportamento de diafragma ao nível dos pisos permite um bom desempenho sísmico. Nestas condições, os pisos dos edifícios comportam-se como diafragmas horizontais que transmitem as forças de inércia aos sistemas estruturais verticais, assegurando que estes funcionem em conjunto na resistência ao sismo. São importantes quando sistemas com características de deformabilidade horizontal diferentes são utilizados em conjunto (como é o caso das estruturas mistas) e em casos de complexidade e não uniformidade dos sistemas estruturais verticais.

Os pisos devem possuir rigidez e resistência em planta e devem ter uma boa ligação aos elementos estruturais verticais. Podem surgir problemas nos seguintes casos: os pisos não são compactos; os pisos assumem formas muito alongadas em planta; quando existem grandes aberturas, nomeadamente quando estas se encontram junto dos elementos estruturais mais importantes, podendo prejudicar deste modo a ligação entre a estrutura horizontal e vertical.

Elementos sísmicos primários e secundários

Podem existir elementos na estrutura, como vigas e pilares, que são designados como elementos sísmicos secundários. A rigidez e a resistência destes elementos não devem ser tidas em conta na resistência ao sismo. Apesar disso, devem ser dimensionados para serem capazes de suportar as cargas gravíticas, mesmo no caso de sofrerem deslocamentos elevados devido ao sismo. Devem ser considerados igualmente no seu dimensionamento os efeitos de segunda ordem (efeitos $P-\Delta$).

Os restantes elementos são considerados como elementos sísmicos primários, fazendo parte do sistema de resistência de forças laterais.

Segundo o EC8 a contribuição para a rigidez lateral por parte dos elementos secundários não deve exceder 15% da conferida pelos elementos primários.

2.4.2. Critérios de regularidade estrutural

Para fins de dimensionamento sísmico as estruturas são classificadas como regulares ou não regulares. Esta classificação tem implicações:

- No tipo de modelo estrutural a considerar (plano ou tridimensional);
- No método de análise a considerar;
- No valor do coeficiente de comportamento a adoptar.

A Tabela 2.1 apresenta esquematicamente as consequências da regularidade estrutural nos

três aspectos referidos.

Tabela 2.1 – Consequências gerais da regularidade estrutural na análise e dimensionamento sísmico.

Regularidade		Simplificação permitida		Coefficiente de comportamento
Planta	Altura	Modelo	Análise elástica-linear	(para análise linear)
Sim	Sim	Plano	Forças laterais	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Forças laterais	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

Os valores do coeficiente de comportamento são definidos no EC8 (secção 5.2, Tabela 5.1), sendo que os valores reduzidos deste coeficiente para edifícios não regulares em altura são obtidos multiplicando os valores de referência por 0,8.

2.4.2.1. Critérios de regularidade em planta

Segundo o EC8, para um edifício ser considerado como regular em planta tem que satisfazer as condições seguintes:

- O edifício deve apresentar uma distribuição simétrica da rigidez e da massa segundo dois eixos ortogonais;
- Cada piso deve ser limitado em planta por uma linha poligonal convexa. Se existirem *set-backs* (ou cantos ou esquinas reentrantes), a regularidade em planta é considerada se a área entre a linha delimitadora do piso e a linha poligonal envolvente ao piso não exceda 5% da área do piso;
- A rigidez em planta dos pisos deve ser suficientemente superior à dos elementos estruturais verticais para que a deformação dos pisos tenha pequena influência na distribuição das forças ao longo dos elementos estruturais verticais;
- A esbelteza λ do edifício em planta não deve ser superior a 4, onde:

$$\lambda = L_{\text{máx}} / L_{\text{min}}$$

onde $L_{\text{máx}}$ e L_{min} são respectivamente a maior e menor dimensão em planta do edifício, medidas em direcções ortogonais;

- Em cada piso e para cada direcção ortogonal em análise, X e Y, a excentricidade estrutural e_0 e o raio de torção r devem respeitar as duas condições seguintes (expressas em relação à direcção Y):

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq I_s$$

e_{0x} - é a distância entre o centro de rigidez e o centro de massa, medido segundo a

direcção X, direcção ortogonal à direcção em análise;

r_x - é a raiz quadrada do quociente entre a rigidez de torção e a rigidez lateral segundo a direcção Y (raio de torção);

I_s - é o raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada do quociente do momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de massa do piso e da massa do piso).

- O centro de rigidez nas habitações com um só piso é o centro das rigidezes laterais de todos os elementos sísmicos primários.
- Nos edifícios com vários pisos, a classificação da regularidade estrutural em planta e a análise aproximada dos efeitos de torção podem ser simplificadas se as seguintes condições forem respeitadas:
 1. Os sistemas de resistência às acções laterais como as paredes resistentes, os pórticos ou os núcleos não tenham interrupção em altura desde as fundações até ao topo do edifício;
 2. As deformadas de cada sistema resistente perante acções horizontais não devem ser muito diferentes. Esta condição é satisfeita nos sistemas de pórticos e nos sistemas de paredes resistentes, não sendo normalmente verificada nos sistemas mistos.
- Em pórticos e em sistemas com paredes esbeltas onde a deformação predominante é a devida à flexão, a posição do centro de rigidez e do raio de torção de todos os pisos pode ser calculado em função dos momentos de inércia das secções dos elementos verticais. Se a deformação por corte for relevante pode-se utilizar um momento de inércia equivalente da secção para ter em conta este efeito.

2.4.2.2. Critérios de regularidade em altura

Segundo o EC8, para um edificio ser classificado como sendo regular em altura é necessário que respeite as condições principais a seguir definidas:

- Os sistemas de resistência às acções laterais como as paredes resistentes, os pórticos e os núcleos, não devem sofrer interrupções desde as fundações até ao topo do edifício.
- A rigidez lateral e a massa de cada piso devem ser constantes, ou irem sendo reduzidas gradualmente em altura sem variações bruscas, desde a base até ao topo do edifício.
- Nos edificios em pórtico o rácio entre a resistência do piso real e a resistência necessária obtida a partir de análise, não deve variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes.

Quando existem pisos recuados (*setbacks*) devem ser respeitadas igualmente as seguintes condições:

- Quando o recuo é gradual, preservando a simetria axial do edifício, este não pode ser maior do que 20% da dimensão em planta na direcção do recuo do piso inferior, ver Figura 2.37 e Figura 2.38.

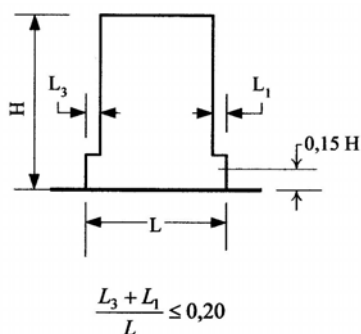


Figura 2.37 – Limites do recuo, quando ocorre acima de 0,15 H e se mantém a simetria axial do edifício.

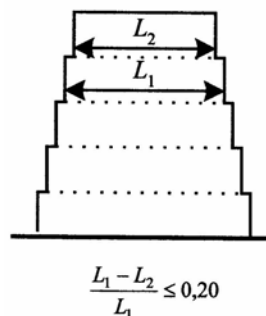


Figura 2.38 – Limites do recuo, quando se mantém a simetria axial do edifício.

- Quando existe apenas um recuo a menos de 15% da altura do edifício, este não deve ser superior em 50% à dimensão em planta, na direcção do recuo, do piso inferior, ver Figura 2.39. Nestes casos, a zona da base associada à projecção horizontal do perímetro dos pisos superiores deve ser dimensionada para resistir a pelo menos 75% das forças de corte que se originariam nessa zona num edifício sem alargamento da base.

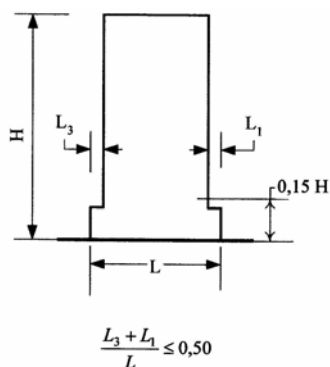


Figura 2.39 – Limites do recuo, quando ocorre abaixo de 0,15 H.

- Se os recuos não forem simétricos, a soma destes em cada face do edifício não deve ser superior a 30% da dimensão em planta, na direcção do recuo, do piso térreo acima da fundação ou acima de um embasamento rígido. Simultaneamente, o recuo em cada piso não deve ser superior a 10% da dimensão em planta, na direcção do recuo, do piso imediatamente abaixo, ver Figura 2.40.

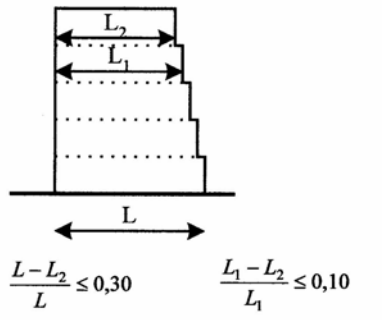


Figura 2.40 – Limites do recuo quando este não é simétrico.

3. Caso de Estudo

3.1. Introdução

A estrutura que se vai analisar refere-se a um edifício habitacional a ser construído na zona de Lisboa. Este edifício foi dimensionado na disciplina de Estruturas de Edifícios [Bhatt, Branco, Fonseca, 2005] e foi modelado na disciplina de Modelação e Análise Estrutural [Bhatt, Fonseca, 2005] da licenciatura de engenharia civil. Para o presente estudo, efectuaram-se algumas alterações nas características do edifício e na sua modelação relativamente aos trabalhos efectuados nessas disciplinas. Estas alterações serão explicadas adiante no texto.

Este projecto teve por base as plantas de arquitectura [Bhatt, 2005]. É importante referir, que neste trabalho não se consideraram as caves do edifício.

O edifício é constituído por 5 pisos elevados, cada um com um pé direito de 2,80m. O edifício apresenta uma planta rectangular, simétrica segundo a maior dimensão (orientada segundo a direcção Este-Oeste). Os pisos elevados são aproximadamente rectangulares ($18,0 \times 15,5\text{m}^2$).

Cada piso elevado é constituído por dois fogos iguais e simétricos. Refere-se também a existência de uma zona não acessível sob a cobertura, utilizada para arrecadação geral. Apresenta-se de seguida uma descrição das opções consideradas e as soluções adoptadas neste edifício.

3.2. Solução Estrutural do Edifício de Betão Armado em estudo

3.2.1. Generalidades

As dimensões relativamente reduzidas do edifício e a possibilidade de se colocar vigas e pilares sem se afectar significativamente a arquitectura, justificam uma solução estrutural de lajes vigadas em betão armado, com os núcleos das escadas e elevadores executados em paredes de betão armado.

Para uma melhor definição da solução estrutural definiram-se cinco alinhamentos segundo a menor dimensão (1 a 5) e nove alinhamentos segundo a maior dimensão (A a I), conforme se pode observar nas Peças desenhadas 2 em Bhatt [2005] e no Anexo D.

É importante destacar que na fase da concepção teve-se o cuidado de definir nas duas direcções alinhamentos de pórticos. Estes pórticos juntamente com os núcleos resistentes, de escadas e elevadores, constituem os principais mecanismos de resistência à acção sísmica.

3.2.2. Fundações

Relativamente ao terreno de fundação apenas foram definidas tensões de contacto admissíveis de 350 MPa. Para este valor adopta-se uma solução de fundações directas, por sapatas. Sob as sapatas executa-se uma camada de 0,05m de espessura de betão de regularização.

O pavimento térreo no piso do R/C é constituído por uma camada de massame armado com a espessura de 0,15m. Sob o massame executa-se uma camada de 0,20m de enrocamento colocada sobre uma camada de 0,15m de terreno bem compactado.

Neste trabalho, por não se terem considerado caves nem as respectivas paredes de contenção, todos os pilares tiveram que assentar em sapatas (ao contrário do que aconteceu no trabalho da disciplina de Estruturas de Edifícios).

As dimensões das sapatas dos pilares e dos núcleos são apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Dimensões das sapatas.

Sapata	Dimensões (mxm)
P1 e P6	1,3x1,3
P2 e P5	1,7x1,3
P3 e P4	1,45x1,3
P7 e P8	1,3x1,8
P9 e P10	1,4x1,6
P11 e P15	1,3x1,3
P12 e P14	1,45x,13
P13	1,45x1,3
Núcleo de Escadas	4,0x5,4
Núcleo de Elevadores	4,0x3,0

3.2.3. Superestrutura

A solução estrutural adoptada para os pisos deste edifício é a de laje maciça vigada. Nos pisos elevados as vigas assentam em pilares e vigas de contorno, na periferia, e em núcleos de elevadores e de escadas no interior. Devido às dimensões reduzidas do edifício apenas se justificam vigas interiores com um vão.

3.2.3.1. Lajes

Todas as lajes consideradas são maciças e descarregam em vigas. Em todos os pisos adoptou-se uma espessura de lajes de 0,17m. Uma vez que os esforços envolvidos nas diferentes zonas conduzem a espessuras semelhantes, adoptou-se o mesmo valor para todo o edifício de forma a facilitar a sua execução.

3.2.3.2. Vigas

Devido à utilização de paredes resistentes com dimensões consideráveis, as vigas apresentam dimensões moderadas, pois são pouco solicitadas.

Para as vigas de contorno (V1, V4 e V7) utilizam-se secções de $0,40 \times 0,20 \text{m}^2$. Deste modo é possível incluir-se a viga no interior da parede que na planta de arquitectura apresenta $0,30 \text{m}$, e a altura é suficiente para apenas se considerar o espaço entre as janelas e a laje (desde o topo da janela ao topo da laje são $0,80 \text{m}$).

As vigas interiores apresentam diferentes soluções, pois têm vãos diferentes e têm diferentes exigências arquitectónicas. As vigas interiores que ligam os pórticos de contorno aos núcleos resistentes necessitam de secções de $0,50 \times 0,30 \text{m}^2$ (V2 e V3) ou $0,60 \times 0,30 \text{m}^2$ (V6 e V8), consoante os carregamentos a que estão sujeitas. As vigas de ligação entre os dois núcleos resistentes apresentam uma secção de $0,40 \times 0,20 \text{m}^2$ (V5). É importante referir que estas vigas na realidade vão estar sujeitas a elevados esforços de corte, devendo a sua rotura acontecer por *Sliding Shear*. Apesar disso, considerou-se importante a sua presença na modelação para conferir o efeito de pórtico desejado à estrutura.

A solução adoptada é mantida em todos os pisos, pois não existem diferenças nos carregamentos que justifiquem a sua alteração. Deste modo torna-se o processo construtivo mais simples. Na Tabela 3.2 estão resumidas as características das secções de cada viga. A sua localização está apresentada nas Peças Desenhadas 2 em Bhatt [2005].

Tabela 3.2 – Características geométricas adoptadas para as vigas.

Viga	Alinhamento	h (m)	B (m)
V1	1	0,40	0,20
V2	D e F	0,50	0,30
V3	2	0,50	0,30
V4	A e I	0,40	0,20
V5	D e F	0,40	0,20
V6	3	0,60	0,30
V7	4	0,40	0,20
V8	E	0,60	0,30

3.2.3.3. Pilares

Os pilares apresentam diferentes secções de acordo com os esforços a que estão sujeitos e às exigências arquitectónicas.

Os pilares de canto do edifício apresentam uma secção de $0,30 \times 0,30 \text{m}^2$. A sua dimensão reduzida justifica-se devido aos esforços elevados que os núcleos absorvem não esforçando os

pórticos de contorno como já foi referido.

Para os pilares de contorno utilizaram-se secções variadas consoante os esforços a que estão sujeitos. Utiliza-se a secção de $0,70 \times 0,30\text{m}^2$ e $0,45 \times 0,30\text{m}^2$ ao longo do alinhamento 1 e $0,30 \times 0,80\text{m}^2$ e $0,30 \times 0,60\text{m}^2$ ao longo dos alinhamentos A e G.

Os pilares que são de contorno no piso superior e interiores nos pisos subterrâneos necessitam uma secção de $0,45 \times 0,30\text{m}^2$, que se mantém em toda a altura.

Na Tabela 3.3 estão resumidas as características das secções de cada pilar, agrupados no caso de serem simétricos um do outro. A sua localização está apresentada nas Peças Desenhadas 2 em Bhatt [2005].

Tabela 3.3 – Características geométricas adoptadas para os pilares.

Pilar	Alinhamento	b (m)	H (m)
P1 e P6	1A e 1I	0,3	0,3
P2 e P5	1B e 1H	0,7	0,3
P3 e P4	1D e 1F	0,45	0,3
P7 e P8	2A e 2I	0,3	0,8
P9 e P10	3A e 3I	0,3	0,6
P11 e P15	4A e 4I	0,3	0,3
P12 e P14	4C e 4G	0,45	0,3
P13	4E	0,45	0,3

3.2.3.4. Núcleos resistentes

A solução apresentada contempla dois núcleos resistentes centrais, correspondendo respectivamente às escadas (N1) e aos elevadores (N2). Serão ambos realizados em paredes de betão armado com 0,2m de espessura e serão executados a toda a altura do edifício. Esta solução apresenta-se como uma boa solução do ponto de vista sísmico, absorvendo a maioria dos esforços devido às suas dimensões consideráveis.

O núcleo das escadas (N1) tem a forma de U, com as abas segundo a maior dimensão do edifício e com um comprimento de 4,30m. Perpendicularmente adopta-se uma parede de 3,30m. O núcleo dos elevadores (N2) tem as abas de 2,1m e perpendicularmente uma parede de 3,30m. Estas dimensões permitem respeitar as definições da arquitectura.

3.2.3.5. Escadas

As escadas do edifício foram dimensionadas em betão armado com uma espessura de 0,17m

e uma largura de 1,20m.

O espelho (a) adoptado é de 0,19m e o cobertor (b) é de 0,25m. Estas dimensões estão dentro das exigências de conforto. De acordo com a regra de conforto $2a+b$, obtém-se 0,63, valor que é próximo do 0,64 aconselhado.

3.3. Materiais adoptados

3.3.1. Betão

O betão adoptado foi da Classe C25/30. Este betão tem um Módulo de Young médio aos 28 dias, $E = 30,5\text{GPa}$. Para ter em conta o efeito de acção rápida do sismo, multiplicou-se o módulo de elasticidade do betão por 1,25 como regulamentado no art.º17 REBAP. Utilizou-se deste modo um valor de E igual a $38,125\text{GPa}$.

Para esta classe de betão utilizou-se um peso volúmico de 25kN/m^3 , uma massa por unidade de volume de $2,5\text{ton/m}^3$, um coeficiente de Poisson de 0,2 e um coeficiente de amortecimento de 5%. A resistência de cálculo à compressão considerada foi de $16,7\text{MPa}$.

Os valores médios considerados foram os seguintes:

$$f_{cm} = 33\text{MPa}$$

$$E_{cm} = 30,5\text{GPa}$$

$$\epsilon_{c1} = 0,21\%$$

$$\epsilon_{cu} = 0,35\%$$

Onde,

f_{cm} – resistência à compressão média do betão

E_{cm} – Módulo de Elasticidade médio aos 28 dias do betão

ϵ_{c1} – deformação de compressão no pico do betão

ϵ_{cu} – deformação de compressão última do betão

Em termos de durabilidade têm-se as seguintes situações:

- Fundações – classe de exposição ambiental 2a (ambiente húmido sem gelo - ENV206), devendo ter as seguintes características: $a/c < 0,60$ e dosagem de cimento $> 280\text{ kg/m}^3$;
- Restantes elementos estruturais – classe de exposição ambiental 1 (ambiente seco - ENV 206), devendo ter as seguintes características: $a/c < 0,65$ e dosagem de cimento $> 260\text{ kg/m}^3$.

O betão adoptado para regularização é da Classe C12/15 e o adoptado no massame do pavimento térreo é da Classe C20/25. Nos restantes elementos estruturais deve ser adoptado

betão da Classe C25/30.

3.3.2. Aço

O aço em varão será do tipo A400NR.

A resistência de cálculo deste aço considerou-se igual a 348MPa, sendo o seu módulo de elasticidade igual a 200GPa.

Os valores médios considerados foram os seguintes:

$$f_{sym} = 400\text{MPa}$$

$$E_{sm} = 200\text{GPa}$$

$$\epsilon_{sy} = 0,2\%$$

$$\epsilon_{su} = 7,5\%$$

Onde,

f_{sym} – resistência média do aço

E_{sm} –Módulo de Elasticidade médio do aço

ϵ_{sy} – extensão de cedência do aço

ϵ_{su} – extensão última do aço

Tendo em conta a durabilidade adoptaram-se os seguintes recobrimentos para as armaduras:

- Fundações e elementos enterrados.....0,050 m;
- Pilares.....0,030 m;
- Vigas e Paredes0,025 m;
- Lajes0,025 m.

3.4. Acções

3.4.1. Piso Corrente

Cargas Permanentes

Peso próprio das lajes = 4,25 kN/m²
(esp. = 0,17m)

Pavimento = 1,7 kN/m²
(5cm de betonilha e ladrilhos cerâmicos com argamassa)

Paredes divisórias = 2,1 kN/m²
(tijolo furado com 30×20×15 com espessura 0,19m)

Paredes exteriores de contorno = 7,2 kN/m²
(parede dupla com tijolo furado)

Sobrecarga

Pavimento de carácter privado = 2,0 kN/m²
(artº 35 – R.S.A. – $\Psi_0 = 0,4$; $\Psi_1 = 0,3$; $\Psi_2 = 0,2$)

Escadas e zonas comuns = 3,0 kN/m²
(artº 37 – R.S.A. – $\Psi_0 = 0,4$; $\Psi_1 = 0,3$; $\Psi_2 = 0,2$)

3.4.2. Cobertura

Cargas Permanentes

Peso próprio das lajes = 4,25 kN/m²
(esp. = 0,17m)

Pavimento = 1,7 kN/m²
(5cm de betonilha e ladrilhos cerâmicos com argamassa)

Telhado = 1,0 kN/m²
(chapas de fibrocimento apoiadas em muretes de alvenaria)

Casa das máquinas = 15 kN/m²
(valor aconselhado pelo docente)

Sobrecarga

Cobertura ordinária = 0,3 kN/m²
(artº 34 – R.S.A. – $\Psi_0 = 0,0$; $\Psi_1 = 0,0$; $\Psi_2 = 0,0$)

É importante referir que na modelação, considerou-se que o peso das paredes exteriores de contorno actuava nas vigas de contorno.

3.5. Classificação da estrutura

3.5.1. Critérios de regularidade em planta

No capítulo 2, descreveram-se os critérios segundo os quais uma estrutura é classificada como regular em planta, segundo o EC8. Efectuam-se agora essas verificações para o edifício em estudo.

- O edifício apresenta uma distribuição simétrica da rigidez e da massa segundo dois eixos ortogonais, neste caso o eixo X e o eixo Y;
- Cada piso é limitado em planta por uma linha poligonal convexa, não se verificando a existência de *set-backs*, cantos ou esquinas reentrantes;
- A rigidez em planta dos pisos é suficientemente superior à dos elementos estruturais verticais. Deste modo, a deformação dos pisos tem pequena influência na distribuição das forças ao longo dos elementos estruturais verticais;
- A esbelteza λ do edifício em planta:

$$\lambda = L_{\text{máx}} / L_{\text{min}}$$

$$\lambda = 18,0 / 15,5 = 1,16 < 4$$

onde $L_{\text{máx}}$ e L_{min} são respectivamente a maior e menor dimensão em planta do edifício, medidas em direcções ortogonais;

- É possível observar na Tabela 3.4 e na Tabela 3.5, que as condições relativas à excentricidade estrutural, e_0 , e ao raio de torção, r , em ambas as direcções, X e Y, são

respeitadas.

Tabela 3.4 – Excentricidade estrutural e raio de torção em cada piso da estrutura.

Piso	M Ton	Ip Ton.m ²	I _s (m)	e _{ox} (m)	e _{ov} (m)	r _x (m)	r _y (m)	0,30 x r _x	0,30 x r _y
1	362,43	17957,42	7,04	0,04	0,00	21,52	10,39	6,455	3,116
2	362,43	17957,42	7,04	0,04	0,00	21,52	10,39	6,456	3,117
3	362,43	17957,42	7,04	0,04	0,00	21,52	10,39	6,456	3,117
4	362,43	17957,42	7,04	0,04	0,00	21,52	10,39	6,456	3,117
Cobertura	251,38	12455,15	7,04	0,04	0,00	21,52	10,39	6,456	3,117

Tabela 3.5 – Condições a serem respeitadas relativamente à excentricidade estrutural e raio de torção, em ambas as direcções, X e Y.

Piso	e _{ox} ≤ 0,30 x r _x	e _{oy} ≤ 0,30 x r _y	r _x ≥ I _s	r _y ≥ I _s
1	Aprovado	Aprovado	Aprovado	Aprovado
2	Aprovado	Aprovado	Aprovado	Aprovado
3	Aprovado	Aprovado	Aprovado	Aprovado
4	Aprovado	Aprovado	Aprovado	Aprovado
Cobertura	Aprovado	Aprovado	Aprovado	Aprovado

As rigidezes de cada piso bem como a posição dos centros de rigidez e de massa são apresentadas na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Rigidezes e posição dos centros de rigidez e de massa de cada piso.

Piso	K _x (kN/m)	K _y (kN/m)	K _θ (kNm/rad)	x _{cr} (m)	y _{cr} (m)	x _{cg} (m)	y _{cg} (m)
1	53724259,18	25932103,28	557992947,34	8,86	7,60	8,82	7,60
2	53724259,18	25932103,28	557992947,34	8,86	7,60	8,82	7,60
3	53724259,18	25932103,28	557992947,34	8,86	7,60	8,82	7,60
4	53724259,18	25932103,28	557992947,34	8,86	7,60	8,82	7,60
Cobertura	53724259,18	25932103,28	557992947,34	8,86	7,60	8,82	7,60

A tabela de cálculo utilizada para a obtenção destes valores está representada em Bhatt [2005]. É importante referir que a posição dos centros de rigidez e de massa de todos os pisos elevados são iguais.

- 1) Os sistemas de resistência às acções laterais da estrutura, nomeadamente os pórticos e os núcleos não apresentam interrupção em altura desde as fundações até ao topo do edifício.
- 2) As deformadas de cada sistema resistente perante acções horizontais não devem ser muito diferentes. Esta condição é satisfeita nos sistemas de pórticos e nos sistemas de paredes resistentes, não sendo normalmente verificada nos sistemas mistos. A estrutura em estudo é uma estrutura mista, logo a classificação da regularidade estrutural em planta e a análise aproximada dos efeitos de torção não podem ser simplificadas, uma vez que a condição 2) não é verificada.

Pode-se então concluir que o edifício em estudo é regular em planta.

3.5.2. Critérios de regularidade em altura

No capítulo 2, descreveram-se os critérios propostos no EC8 segundo os quais uma estrutura é classificada como regular em altura. Efectuam-se agora essas verificações para o edifício em estudo.

- Os sistemas de resistência às acções laterais, nomeadamente os pórticos e os núcleos (de escadas e de elevadores), não sofrem interrupções desde as fundações até ao topo do edifício.
- A rigidez lateral e a massa de cada piso são constantes desde a base até ao topo do edifício.

Não existem pisos recuados (*setbacks*) logo não é necessário verificar as condições relativas a este tipo de situação.

Pode-se então concluir que o edifício em estudo é regular em altura.

3.6. Modelação da estrutura

Foi realizado um modelo de cálculo global tridimensional para a determinação dos esforços em todos os elementos estruturais com recurso ao programa de cálculo automático *SAP2000* (Figura 3.1).

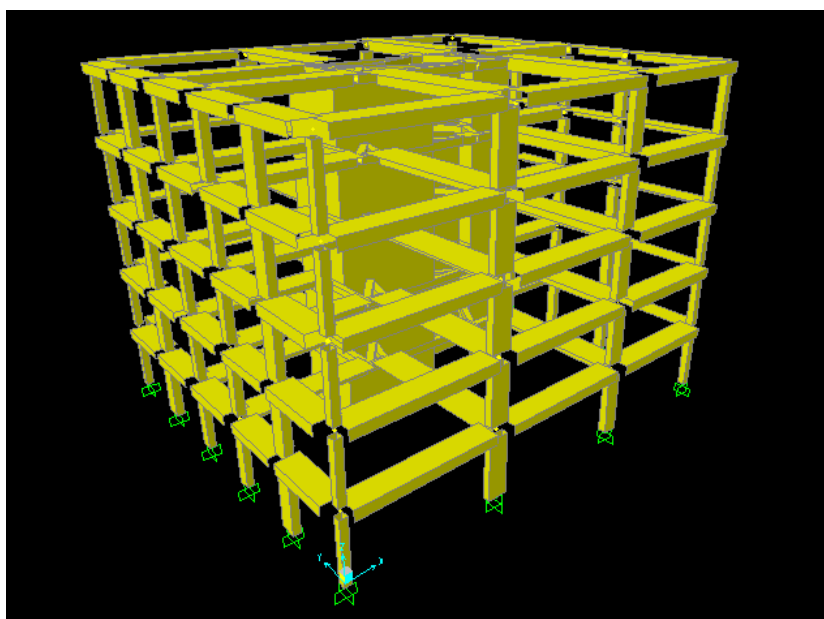


Figura 3.1– Vista 3D da estrutura.

A análise estrutural foi realizada recorrendo-se a modelos globais elásticos lineares constituídos por elementos finitos de barra com 6 graus de liberdade por nó e por elementos finitos de laje de 4 nós com 6 graus de liberdade por nó, modelados tridimensionalmente.

Considerou-se um diafragma rígido ao nível dos pisos e as massas concentradas ao nível dos pisos.

Os eixos globais foram definidos de modo a que o eixo X correspondesse à maior dimensão da estrutura, o eixo Y perpendicular ao eixo X e o eixo Z segundo a direcção vertical.

As unidades utilizadas no modelo foram as do Sistema Internacional, kN para forças, kNm para momentos, m para comprimentos e ton para massas.

Para a modelação da estrutura criou-se uma malha tridimensional com espaçamento de 0,8m no plano XY, pois é assumido que para discretizações neste tipo de malha os resultados obtidos da análise dos elementos finitos são francamente aceitáveis. O espaçamento desta malha segundo o eixo Z foi de 2,8m. Adaptou-se a estrutura a esta malha ficando deste modo com novas dimensões, que não diferem muito da realidade devido ao próprio refinamento da malha permitir uma adequada modelação das dimensões reais.

Neste modelo não se considerou a influência das escadas por não se considerarem relevantes para a análise da estrutura.

Outro aspecto que se teve em conta na modelação da estrutura foi a condição de compatibilidade cinemática. Deste modo, discretizou-se a estrutura de modo a que se respeitasse a compatibilidade de deslocamentos entre todos os elementos.

A estrutura após modelada passou a ter uma dimensão segundo X de 18,4m e segundo Y de 16m.

Os comprimentos das vigas foram assim adaptados à malha de 0,8 m no plano XY. Os pilares mantiveram o seu comprimento real, mas a sua posição foi corrigida de modo a poderem ser integrados na malha. Relativamente ao núcleo de escadas e ao núcleo de elevadores, manteve-se exacta a posição dos seus centros de gravidade. Foram nesses pontos que se localizaram os elementos *frame* com as características elásticas e geométricas do respectivo núcleo.

Vigas

As vigas foram modeladas tridimensionalmente com elementos finitos de barra com 6 graus de

liberdade por nó. Os esforços neste elemento estão esquematizados na Figura 3.2.

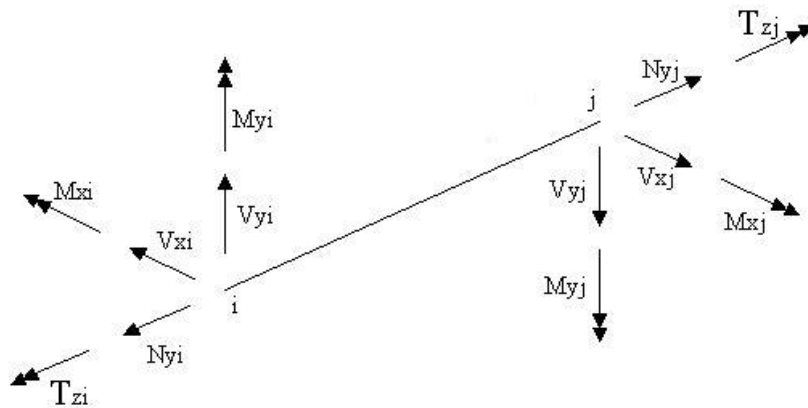


Figura 3.2 – Esforços num elemento de barra 3D.

O elemento utilizado neste programa para esta modelação foi o elemento *frame*. Este elemento utiliza uma formulação que simula um comportamento tridimensional de viga-coluna e que inclui os efeitos de flexão biaxial, torção, deformação axial e deformações devido ao esforço transversal segundo as duas direcções.

As características elásticas necessárias à sua definição foram as seguintes: módulo de elasticidade (E), módulo de distorção (G), inércia segundo o eixo X (I_x), inércia segundo o eixo Y (I_y), área da secção (A), constante de torção (J), área de corte segundo X (A_{cx}) e área de corte segundo Y (A_{cy}). Note-se que é necessário ter em conta a área de corte caso se queira ter em conta a deformação por corte. Nesta modelação teve-se em conta esta área de corte.

As vigas foram modeladas no material denominado de B30-vigas e pilares e cujas características se apresentam na Figura 3.3. Considerou-se que a massa por unidade de volume seria zero pois admitiu-se que a massa do piso (que tinha em conta a massa das vigas) estaria toda concentrada num nó, *masterjoint*, localizado no centro geométrico do piso. Esta massa foi calculada manualmente como adiante se pormenorizará. Caso se considerasse uma massa por unidade de volume diferente de zero o programa admitia que a massa estaria distribuída ao longo do elemento.

Figura 3.3 – Características do material B30-vigasepilares utilizado na modelação das vigas.

O coeficiente de amortecimento considerado foi de 5% valor característico das estruturas de betão armado como se mostra na Figura 3.4.

Figura 3.4 – Amortecimento do material B30-vigasepilares.

Neste trabalho, não se modelaram as lajes. Deste modo, modelaram-se as vigas interiores como se fossem vigas em T e as vigas de bordo como se fossem vigas em L, com uma largura do banzo que fosse representativa da influência da laje. Esta largura de influência vem definida no EC8, ver Figura 3.5. Considerou-se um carregamento sobre cada uma das vigas correspondente à carga que a laje transmitia a essa viga.

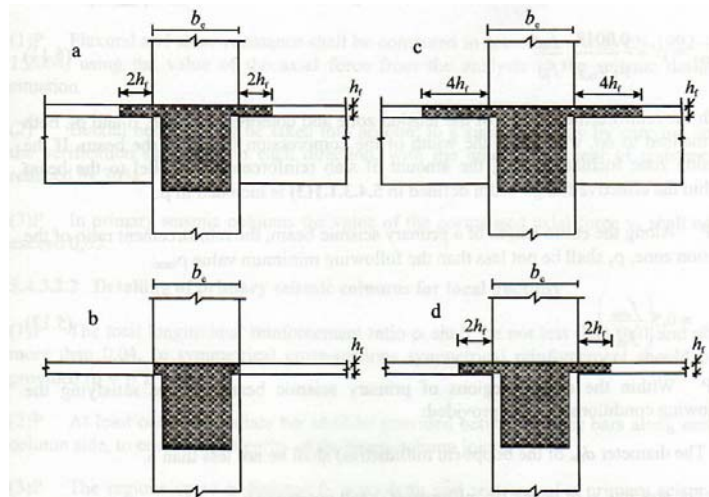


Figura 3.5 – Largura de influência utilizada na modelação das vigas [EC8, 2003].

a - para vigas ligadas a pilares de contorno, com a presença de vigas transversais.

b – para vigas ligadas a pilares de contorno, sem a presença de vigas transversais.

c e d – para vigas ligadas a pilares interiores

Em que,

b_c – largura do pilar

h_f – espessura da laje

As características das vigas são apresentadas em Bhatt [2005].

As forças internas nos elementos *frame* (Esforços Internos) são calculados e apresentadas nas extremidades dos elementos e num número de estações igualmente espaçadas ao longo do comprimento do elemento.

Pilares

Os pilares foram modelados tridimensionalmente com elementos finitos de barra com 6 graus de liberdade por nó, ver Figura 3.2.

Tal como para as vigas, o elemento utilizado neste programa para esta modelação foi o elemento *frame*, já apresentado na secção referente às vigas.

As características elásticas necessárias à sua definição foram as mesmas do que nas vigas. Tal como referido anteriormente, é necessário ter em conta a área de corte caso se queira considerar a deformabilidade por corte. Nesta modelação considerou-se a área de corte.

Os pilares foram modelados no material denominado de B30-vigasepilares, tal como havia acontecido para o caso das vigas, e cujas características foram já apresentadas.

O coeficiente de amortecimento considerado foi de 5% valor característico das estruturas de betão armado como se mostra na Figura 3.4.

As secções dos pilares e as respectivas características são apresentadas em Bhatt [2005]. Em todos os pisos e em todos os pilares considerou-se a seguinte orientação para os eixos locais das vigas: o eixo 1 correspondia à direcção do eixo médio do pilar, o eixo 3 era perpendicular ao eixo 1 e ao eixo 2 e situava-se no plano YZ e o eixo 2 tinha a direcção do eixo X global. Esta orientação é ilustrada na Figura 3.6, onde o eixo vermelho corresponde ao eixo 1, o eixo branco (perpendicular ao plano YZ) ao eixo 2 e o eixo azul corresponde ao eixo 3.

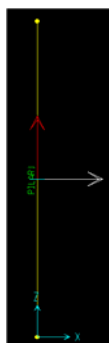


Figura 3.6 – Eixos locais do elemento finito de pilar.

A dimensão t_3 é a dimensão perpendicular ao eixo 3, e a dimensão t_2 é perpendicular ao eixo 2. As características dos pilares são apresentadas em Bhatt [2005].

Como foi referido anteriormente as forças internas (Esforços Internos) nos elementos *frame* são produzidas e apresentadas nas extremidades dos elementos e num número de estações igualmente espaçadas ao longo do comprimento do elemento. Consideraram-se nesta modelação 3 estações.

Núcleos

Os núcleos foram também modelados com elementos *frame* com as características elásticas e geométricas reais, ligados por vigas rígidas ao nível de cada piso aos elementos adjacentes em planta (vigas e lajes). Este elemento *frame* foi desenhado passando pelo centro geométrico do núcleo. As coordenadas deste centro geométrico tiveram que ser adicionadas na malha pois esta não contemplava tais valores.

O núcleo de escadas foi modelado com o elemento que se designou de PAREDE1 e o núcleo de elevadores com o elemento que se designou de PAREDE2. Ambos os elementos foram constituídos pelo material B30-vigasepilares cujas características foram anteriormente descritas. As características da PAREDE1 e da PAREDE2 são apresentadas em Bhatt [2005]. Outro pormenor que se teve em atenção foi o de garantir que a área de corte das secções dos elementos PAREDE1 e PAREDE2, fosse diferente de zero, pois nos núcleos a deformabilidade

por corte é importante e é necessário tê-la em conta na análise.

Relativamente aos eixos locais a definição foi a indicada na Figura 3.7: o eixo 1 (vermelho) correspondeu à direcção do eixo global Z, o eixo 2 (eixo branco) teve a direcção do eixo global Y (perpendicular ao plano XZ), e o eixo 3 (azul) teve a direcção do eixo global X.

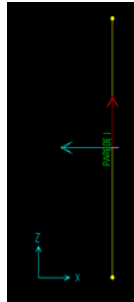


Figura 3.7 – Eixos locais dos elementos PAREDE1 e PAREDE2.

A dimensão t_3 é a dimensão perpendicular ao eixo 3, e a dimensão t_2 é perpendicular ao eixo 2. As características dos núcleos são apresentadas em Bhatt [2005].

Os elementos *frame* que foram utilizados para modelar os núcleos, foram ligados ao nível de cada piso aos elementos *frame* (elementos finitos de viga) que os rodeavam (adjacentes ao núcleo em planta) com vigas rígidas, como se pode observar na Figura 3.8. Estas vigas rígidas partiam do centro geométrico do núcleo (onde foi definida a *frame* que modela o núcleo) até os respectivos elementos adjacentes. Esta opção foi tomada para melhor representar a rigidez conferida pelo núcleo aos elementos que a ele estão ligados (em planta). Também se colocaram estas vigas rígidas no contorno do núcleo para melhor representar a rigidez deste.

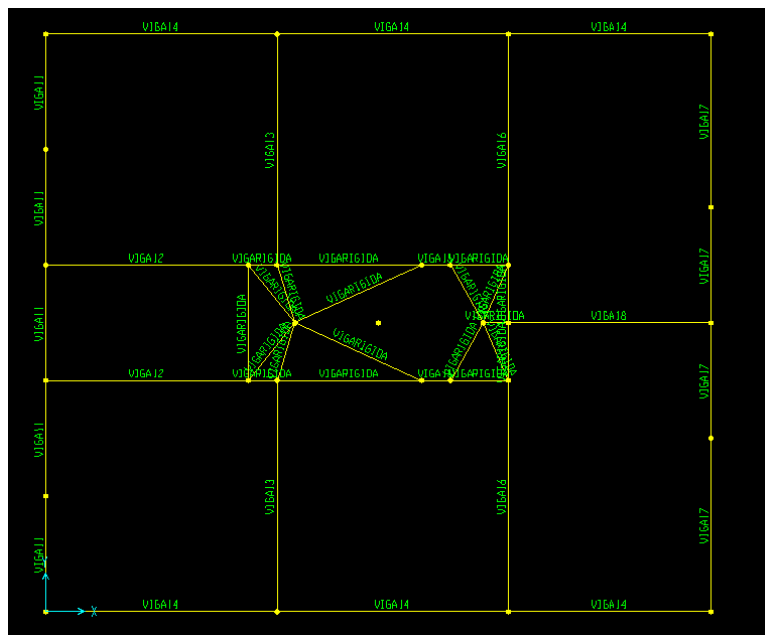


Figura 3.8 – Ligação do núcleo aos elementos adjacentes com vigas rígidas.

É importante referir que se colocaram vigas rígidas a ligar o núcleo às vigas adjacentes, até aos limites geométricos deste.

As vigas rígidas foram modeladas com elementos *frame* denominados de VIGARÍGIDA, e com o material denominado de B30-Paredes. Este material possuía as mesmas características do material apresentado na secção referente às lajes, B30-Lajes. Como estas vigas não existem na estrutura real (servindo apenas na modelação), considerou-se que não tinham peso próprio de modo a evitar a introdução de carregamentos inexistentes na estrutura. A única e importante excepção foi que no material B30-Paredes se considerou um módulo de elasticidade muito elevado ($1.000E+09$ kPa) para criar a elevada rigidez, de flexão e axial, que se pretendia simular nestas vigas. É importante referir que não apareceram problemas numéricos associados a um valor de E tão elevado.

Apresentam-se de seguida as características do elemento VIGARÍGIDA.

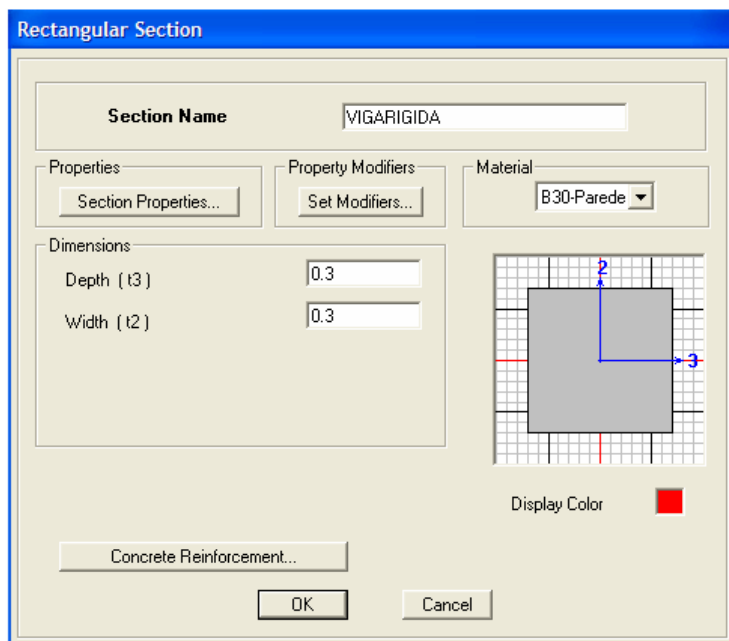


Figura 3.9 – Características do elemento VIGA RÍGIDA.

Para que a estrutura analisada neste trabalho se aproximasse em termos de frequências e modos de vibração da estrutura estudada nas disciplinas de Estruturas de Edifícios e de Modelação e Análise Estrutural, alteraram-se as inércias segundo os eixos 2 e 3 das vigas e pilares. Deste modo, experimentaram-se vários factores de redução e compararam-se as frequências e modos de vibração obtidos com a estrutura estudada nas duas disciplinas. Chegou-se à conclusão que nas vigas a inércia segundo o eixo 2 e segundo o eixo 3 deveria ser reduzida para 75% da inércia inicial. Nos pilares a inércia segundo o eixo 2 e segundo o eixo 3 deveria ser reduzida para 90% da inércia inicial.

Fundações

As fundações foram modeladas considerando a rigidez do terreno. Assim sendo utilizaram-se os coeficientes apresentados na Tabela 3.7. A rigidez de translação das fundações é designada por k_x , k_y e k_z , enquanto que a rigidez de rotação é designada por $k_{\theta x}$, $k_{\theta y}$ e $k_{\theta z}$.

Nas sapatas isoladas considerou-se um k_x de 10^{15} , um k_y de 10^{15} e um $k_{\theta z}$ de 10^{15} . O deslocamento vertical (segundo z') considerou-se impedido. O $k_{\theta x}$ e o $k_{\theta y}$ calcularam-se a partir das seguintes equações:

$$k_{\theta x} = I_x \times k_v / \eta \quad \text{Equação 3.1}$$

$$k_{\theta y} = I_y \times k_v / \eta \quad \text{Equação 3.2}$$

I_x – inércia da sapata segundo o eixo x'

I_y – inércia da sapata segundo o eixo y'

A dimensão x' foi definida segundo o eixo global X, e a dimensão y' foi definida segundo o eixo global Y. O eixo z' coincide com o eixo Z global.

O k_v é o coeficiente de dilatação volumétrica do solo e toma o valor de 120000 kN/m^3 para solos rígidos e de 20000 kN/m^3 para solos brandos. O solo de fundação do edifício em estudo considerou-se como um terreno intermédio (Tipo II), pois apresenta tensões de contacto de 350 kN/m^2 . Deste modo tomou-se um coeficiente de dilatação volumétrica de 40000 kN/m^3 .

Para ter em conta o comportamento não linear do solo considerou-se um coeficiente redutor, η , que tomou o valor de 3.

Tabela 3.7 – Coeficientes das molas utilizadas na modelação das fundações.

Sapata	b(m)	h(m)	k_v (kN/m^3)	$I_x(\text{m}^4)$	$I_y(\text{m}^4)$	k_x	k_y	$k_{\theta x}$	$k_{\theta y}$	$k_{\theta z}$
P1	1,3	1,3	40000	0,23801	0,238	1E+15	1E+15	3173,44	3173,4444	1E+15
P2	1,7	1,3	40000	0,53224	0,3112	1E+15	1E+15	7096,56	4149,8889	1E+15
P3	1,45	1,3	40000	0,33027	0,2655	1E+15	1E+15	4403,57	3539,6111	1E+15
P4	1,3	1,8	40000	0,32955	0,6318	1E+15	1E+15	4394,00	8424	1E+15
P5	1,4	1,6	40000	0,36587	0,4779	1E+15	1E+15	4878,22	6371,5556	1E+15
P6	1,3	1,3	40000	0,23801	0,238	1E+15	1E+15	3173,44	3173,4444	1E+15
P7	1,45	1,3	40000	0,33027	0,2655	1E+15	1E+15	4403,57	3539,6111	1E+15
P8	1,45	1,3	40000	0,33027	0,2655	1E+15	1E+15	4403,57	3539,6111	1E+15
Parede1	4	5,4	40000	28,8	52,488	1E+15	1E+15	384000,00	699840	1E+15
Parede2	4	3	40000	16	9	1E+15	1E+15	213333,33	120000	1E+15

$n = 3$ para todos os elementos

$k_z =$ encastrado em todos os elementos

3.7. Características dinâmicas da estrutura

Tratando-se de uma análise tridimensional, em que os nós têm 6 graus de liberdade (3 translações e 3 rotações), considera-se, de forma simplificada, que os pisos não são mais do que diafragmas que funcionam como um corpo rígido no próprio plano (*i.e.* não têm deformações no seu plano). Deste modo, é necessário apresentar um nó auxiliar por piso que seja representativo de todos os nós do piso em causa, onde estão aplicadas as características de massa como de inércia polar. Este nó localiza-se no centro geométrico do piso e tem a designação de *MasterJoint*. Considera-se por simplificação que estes nós estão sujeitos a apenas 2 translações, segundo X e segundo Y, e 1 rotação em torno do eixo vertical. Conclui-se desta forma que cada piso tem apenas 3 graus de liberdade. Esta opção de considerar 3 graus de liberdade por piso é vantajosa relativamente a considerar 6 graus de liberdade por cada nó do piso. De facto, o número de massas consideradas por piso fica bastante menor, o que reduz imenso o esforço computacional bem como o tempo de cálculo. A única desvantagem desta opção, é a não consideração do grau de liberdade na direcção vertical. Contudo, a análise dos sismos segundo a direcção vertical não é relevante para o tipo de edifício que se está a estudar.

A massa de cada piso considerou-se igual a:

$$M_x = p_{sd}(\text{médio}) \times \text{Área do piso} \quad \text{Equação 3.3}$$

$$M_y = p_{sd}(\text{médio}) \times \text{Área do piso} \quad \text{Equação 3.4}$$

O momento polar de inércia foi calculado conforme indicado na Equação 3.5.

$$I_p = \left(\frac{M}{L_x \times L_y} \right) \times (I_x + I_y) \quad \text{Equação 3.5}$$

M – massa do piso;

L_x – dimensão do piso segundo o eixo X;

L_y – dimensão do piso segundo Y;

I_x – momento de inércia do piso segundo o eixo X;

I_y – momento de inércia do piso segundo o eixo Y.

Os valores obtidos para cada piso são apresentados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Massas e momentos polares de inércia dos pisos.

Masterjoint	Nó	Mx Ton	My Ton	Ip Ton.m ²
R/C	420	0	0	0
1	97	362,43	362,43	17957,42
2	175	362,43	362,43	17957,42
3	253	362,43	362,43	17957,42
4	331	362,43	362,43	17957,42
Cobertura	409	251,38	251,38	12455,15

Os valores do momento polar de inércia calculados para cada piso encontram-se representados na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Momento polar de inércia de cada piso.

Piso	Ip (Ton,m²)	Lx (m)	Ly (m)	Ix (m⁴)	Iy (m⁴)
5	12455,15	18,4	16	8306,005	6280,533
4	17957,42	18,4	16	8306,005	6280,533
3	17957,42	18,4	16	8306,005	6280,533
2	17957,42	18,4	16	8306,005	6280,533
1	17957,42	18,4	16	8306,005	6280,533
R/C	0	22,4	16	0	0

A localização dos *Masterjoints* é apresentada na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 – Localização dos *Masterjoints*.

Masterjoint	X	Y	Z
	m	m	m
R/C	11,2	8	0,0
1	9,2	8	2,8
2	9,2	8	5,6
3	9,2	8	8,4
4	9,2	8	11,2
Cobertura	9,2	8	14,0

Não se considerou a massa do piso do R/C. Assim sendo consideraram-se 15 modos de vibração, três por piso, num total de 5 pisos. As características de cada modo são apresentadas na Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Períodos, Frequências e Participação Modal das Massas em cada modo.

Modo	Período	Frequências		Participação Modal das Massas			
				UX	UY	SomUX	SomUY
	(s)	(Hz)	(rad/s)	(%)	(%)	(%)	(%)
1	0,547	1,828	11,487	0,1	71,8	0,1	71,8
2	0,543	1,843	11,581	82,4	0,1	82,5	71,9
3	0,458	2,183	13,714	0,0	10,9	82,5	82,8
4	0,129	7,777	48,863	0,0	0,1	82,5	82,9
5	0,081	12,371	77,730	0,0	13,2	82,5	96,1
6	0,077	13,034	81,895	13,3	0,0	95,8	96,1
7	0,066	15,135	95,097	0,0	0,0	95,8	96,1
8	0,044	22,780	143,130	0,0	0,0	95,8	96,1
9	0,039	25,636	161,080	0,0	2,8	95,8	98,9
10	0,034	29,601	185,990	0,0	0,0	95,8	98,9
11	0,033	30,383	190,900	3,0	0,0	98,8	98,9
12	0,028	36,306	228,120	0,0	0,9	98,8	99,8
13	0,023	43,214	271,520	0,0	0,2	98,8	100,0
14	0,022	46,227	290,450	1,0	0,0	99,8	100,0
15	0,017	57,278	359,890	0,2	0,0	100,0	100,0

Apresentam-se os modos de vibração da estrutura no Anexo C.

4. Dimensionamento segundo o EC8 - Análise Dinâmica Linear do Edifício

4.1. Introdução

A análise dinâmica modal por espectros de resposta é feita através da resolução da equação de equilíbrio dinâmico que relaciona o movimento do solo com a resposta da estrutura. O programa a que se recorreu, resolve este sistema de equações utilizando o método de sobreposição dos modos para um espectro de resposta aproximado, que relaciona a aceleração espectral com o período da estrutura.

A determinação de esforços e dos deslocamentos máximos é feita calculando as respostas modais associadas às direcções principais de excitação e a resposta total, correspondente à “soma” das respostas associadas às direcções consideradas, pode-se obter por combinação quadrática.

Neste capítulo os esforços devidos ao sismo foram obtidos através de uma análise dinâmica modal, onde os pisos foram modelados como diafragmas rígidos no seu plano e as massas concentradas ao nível dos pisos. Foi com os esforços obtidos através deste modelo e desta análise que se procedeu ao dimensionamento das armaduras da estrutura.

4.2. Definição da acção sísmica

Numa análise dinâmica linear por espectro de resposta, a acção sísmica é como o nome indica, definida através de um espectro de resposta. O EC8 define dois tipos de espectros: espectro elástico e espectro de dimensionamento. Para a análise a efectuar foi utilizado o espectro de dimensionamento que é definido como referido na Equação 4.1, Equação 4.2, Equação 4.3, Equação 4.4:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{Equação 4.1}$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad \text{Equação 4.2}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad \text{Equação 4.3}$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad \text{Equação 4.4}$$

Onde,

a_g – é a aceleração de dimensionamento do solo do tipo A;

S – é o factor do solo;

T_B – é o limite inferior do período do troço constante do espectro de aceleração;

T_C – é o limite superior do período do troço constante do espectro de aceleração;

T_D – é o valor que define o começo do troço de deslocamentos constante do espectro;

$S_d(T)$ – é o espectro de dimensionamento;

q – é o coeficiente de comportamento;

β – é o limite inferior do espectro de dimensionamento horizontal.

Os valores considerados para estes factores estão representados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Valores considerados para a definição do espectro de dimensionamento.

	Sismo1	Sismo2
a_g	2,7	1,6
S	1,0	1,1
T_b	0,12	0,25
T_c	0,35	0,9
T_d	2,4	3,0
β	0,2	0,2
q	3,9	3,9

Para o terreno de fundação foram definidas tensões de contacto admissíveis de 350 MPa, logo considerou-se que o solo era da Classe B.

O valor do coeficiente de comportamento será explicado adiante.

Os espectros de dimensionamento das acelerações ($m \cdot s^{-2}$), função do período da estrutura (em segundos), para o sismo tipo 1 e para o sismo tipo 2, são apresentados na Figura 4.1 e na Figura 4.2.

Espectro de dimensionamento do Sismo 1

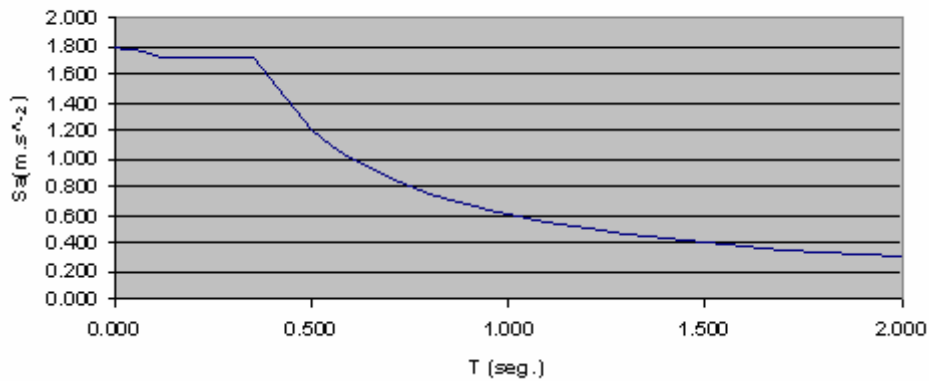


Figura 4.1– Espectro de resposta do sismo tipo 1.

Espectro de dimensionamento do Sismo 2

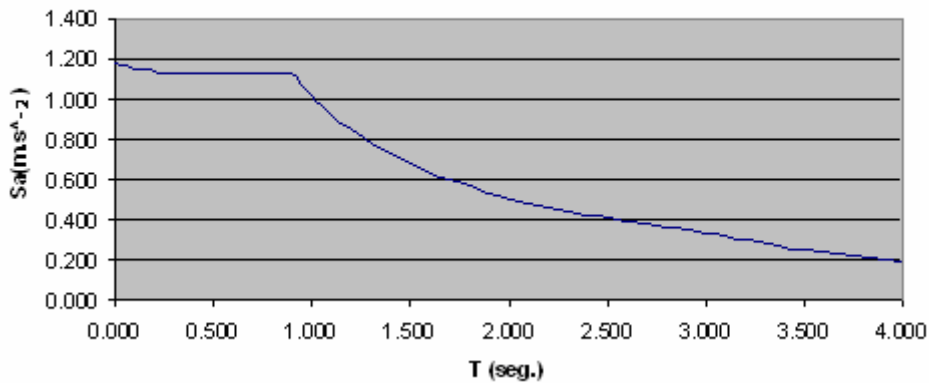


Figura 4.2 – Espectro de resposta do sismo tipo 2.

A combinação modal adoptada neste estudo foi do tipo CQC (Combinação Quadrática Completa). Esta combinação tem em conta a proximidade das frequências da estrutura, ver Tabela 4.2, considerando a interacção entre os diversos modos (cujas frequências são próximas). De facto a relação entre as frequências é na maior parte dos casos menor que 1,5, ver Tabela 4.3.

Tabela 4.2 – Frequências dos primeiros seis modos de vibração da estrutura.

Modo	Frequências
	(Hz)
1	1,828
2	1,843
3	2,183
4	7,777
5	12,371
6	13,034

Tabela 4.3 – Relação entre frequências.

$f_2/f_1 =$	1,008
$f_3/f_2 =$	1,184
$f_4/f_3 =$	3,563
$f_5/f_4 =$	1,591
$f_6/f_5 =$	1,054

Considerou-se que o sismo actuava segundo a direcção X e segundo a direcção Y com as mesmas características. Deste modo, os mesmos espectros de resposta foram considerados nas duas direcções.

A combinação direccional considerou-se do tipo SRSS (raíz quadrada da soma dos quadrados). Deste modo a participação modal de cada modo seria igual à raíz quadrada da soma dos quadrados das participações modais segundo cada direcção.

4.3. Coeficiente de comportamento

O coeficiente de comportamento é utilizado para ter em conta o comportamento fisicamente não linear da estrutura de betão armado em estudo. Os coeficientes de comportamento têm em conta a ductilidade da estrutura que lhe confere a capacidade de dissipação de esforços por processos histeréticos.

Segundo o EC8 o coeficiente de comportamento q é definido da seguinte forma:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad \text{Equação 4.5}$$

Onde,

q_0 – representa o valor básico do coeficiente de comportamento, dependente do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura;

k_w - é o factor que reflecte o modo de colapso prevalecente em sistemas estruturais com paredes.

O edifício em estudo é regular em altura (ver capítulo 3), é de ductilidade média e trata-se de uma estrutura mista. Consultando a Tabela 5.1 do EC8 é possível verificar que o q_0 toma o valor de $3,0\alpha_u/\alpha_1$, onde:

α_1 - é o valor pelo qual a acção sísmica de dimensionamento é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão de qualquer membro da estrutura (formação da primeira rótula plástica), enquanto as outras acções de dimensionamento se mantêm constantes.

α_u - é o valor pelo qual a acção sísmica de dimensionamento é multiplicada de modo a

serem formadas rótulas plásticas num número de secções suficiente para a formação de um mecanismo de colapso, enquanto as outras acções de dimensionamento se mantêm constantes. Este factor deve ser obtido a partir de uma análise estática não linear.

A relação α_u / α_1 reflecte a sobre-resistência da estrutura associada à sua maior ou menor redundância.

O edifício em estudo é regular em planta (como justificado no capítulo 3), logo segundo o EC8 para estruturas mistas com múltiplos pisos o factor α_u/α_1 toma o valor de 1,3. Deste modo, o parâmetro q_0 é igual a 3,9. Como o valor de k_w definido pelo EC8 para estruturas pórtico e mistas é de 1,00, o coeficiente de comportamento q toma o valor de 3,9.

4.3.1. Justificação da estrutura ser do tipo mista

O deslocamento devido à acção sísmica é definido da seguinte forma:

$$d_s = q_d d_e \quad \text{Equação 4.6}$$

d_s - é o deslocamento devido à acção sísmica;

q_d - é o coeficiente de comportamento dos deslocamentos que se assume igual ao coeficiente de comportamento q ;

d_e - é o deslocamento determinado através de uma análise dinâmica linear por espectro de resposta.

Como é possível observar na Tabela 4.4, os deslocamentos interpisos nas duas direcções vão diminuindo em altura, mas muito ligeiramente, mostrando já a influência do efeito interação pórtico-parede no comportamento global da estrutura, nas duas direcções.

O comportamento da estrutura será deste modo misto, nas duas direcções.

4.4. Combinações de acções para dimensionamento

O dimensionamento foi efectuado utilizando as combinações do estado limite último, considerando também a combinação com a acção base a acção sísmica.

Para a verificação aos Estados Limite Últimos, utiliza-se a combinação fundamental que fornece o valor de cálculo dos esforços S_d , Equação 4.7:

$$S_d = \sum Y_{gi} S_{Gik} + Y_q [S_{Q1k} + \sum \psi_{0j} S_{Qjk}] \quad \text{Equação 4.7}$$

Na Equação 4.7 S_{Gik} representa o valor característico do esforço resultante da carga permanente, S_{Q1k} o valor característico do esforço resultante da acção variável de base e S_{Qjk} o valor característico dos esforços referentes às restantes acções variáveis. O γ_g utilizado foi de 1,5, excepto para o peso próprio do betão que se considerou igual a 1,35. O valor utilizado para o γ_q foi de 1,5.

No caso de a acção variável de base ser a acção sísmica deve-se utilizar a seguinte combinação para a verificação dos Estados Limite Últimos, Equação 4.8:

$$S_d = \sum S_{Gik} + S_{Ek} + \sum \psi_{2j} S_{Qjk} \quad \text{Equação 4.8}$$

Sendo S_{Ek} o valor de dimensionamento da acção sísmica.

4.5. Dimensionamento por Capacidades Resistentes (*Capacity Design*)

Não é possível prever as características exactas do sismo que pode actuar sobre a estrutura. Deste modo é preferível ajustar o comportamento da estrutura. Para tal, projecta-se a estrutura de forma a localizar em determinadas zonas as rótulas plásticas bem como a sequência da sua formação, para que o seu comportamento seja conhecido e o seu desempenho sísmico seja o melhor possível. As vantagens deste tipo de procedimento são as seguintes [Bento e Lopes, 1999]:

- Melhor controlo dos danos;
- Conhecimento à priori das zonas onde os danos vão ocorrer;
- Melhores estimativas das exigências de ductilidade a impor às estruturas;
- Um comportamento dúctil evitando as roturas frágeis ou a formação de mecanismos de colapso indesejados.

Nesta filosofia de projecto, denominada Dimensionamento por Capacidades Resistentes (*Capacity Design*) impõe-se os valores da resistência e ductilidade às diferentes partes da estrutura de modo a controlar a sequência da formação de rótulas plásticas. As zonas onde não se pretende que se formem rótulas plásticas devem possuir um excesso de resistência em relação aos valores de cálculo. Estas zonas devem permanecer em regime elástico para o máximo valor da resistência nas potenciais rótulas plásticas e não para os respectivos esforços actuantes de cálculo. O cálculo da resistência máxima das rótulas plásticas deve ser feito com base nas áreas de armadura projectadas e não nas áreas calculadas. Devem ser consideradas a variabilidade das características dos materiais, o endurecimento do aço e o confinamento do betão. As rótulas plásticas devem ter boas características de ductilidade e dissipação de energia, devendo por isso evitar-se roturas frágeis na estrutura.

Para maximizar a capacidade de dissipação de energia é necessário que se forme o maior número de rótulas plásticas sem transformar a estrutura num mecanismo. Deste modo pretende-se que, nas estruturas em pórtico, as rótulas plásticas se formem nas vigas e não nos pilares. Nas vigas as rótulas formam-se nas extremidades pois é aí que os esforços devidos à acção sísmica são maiores. Para cumprir esta condição, o EC8 determina que em cada nó o somatório, em cada direcção, do M_{rd} dos pilares convergentes nesse nó seja no mínimo 30% superior à soma dos M_{rd} das vigas convergentes, ver Equação 4.9.

$$\sum M_{rd} \text{ pilares} \geq 1,3 \sum M_{rd} \text{ vigas} \quad \text{Equação 4.9}$$

A verificação da condição expressa pela Equação 4.9 na estrutura tridimensional em estudo encontra-se apresentada em Bhatt [2005].

Assume-se neste exemplo que a formação das rótulas plásticas nas vigas se dá por cedência das armaduras de flexão e que os estribos são dimensionados de forma adequada de modo a evitar a rotura por esforço transversal.

Inevitavelmente, formam-se rótulas plásticas na base dos pilares do edifício.

Assume-se igualmente que nos núcleos a rótula plástica se forma na base e não em altura, e que esta se dá por cedência das armaduras de flexão e não por rotura por esforço transversal.

É vantajoso que só haja a formação de rótula plástica na base do núcleo [Bento e Lopes, 1999] para se verificar:

- Melhor controlo de deslocamentos (transforma-se em corpo rígido, uniformizando os deslocamentos em altura);
- Absorção dos modos superiores;
- Melhor controlo de danos em elementos não estruturais e efeitos de 2ª ordem;
- Exigência de ductilidade nos pórticos regular em altura.

4.6. Deslocamentos interpisos

Só se apresentam os deslocamentos interpisos para o sismo 2 pois este é o sismo condicionante para a estrutura em estudo.

O sismo 2 é o sismo condicionante para a estrutura em estudo. Esta conclusão foi tirada no capítulo em que se procede à análise estática não linear, *Pushover* (Capítulo 5). Para o período

fundamental da estrutura ($T = 0,547\text{seg.}$) o sismo condicionante é o sismo 2, ver Figura 4.3.

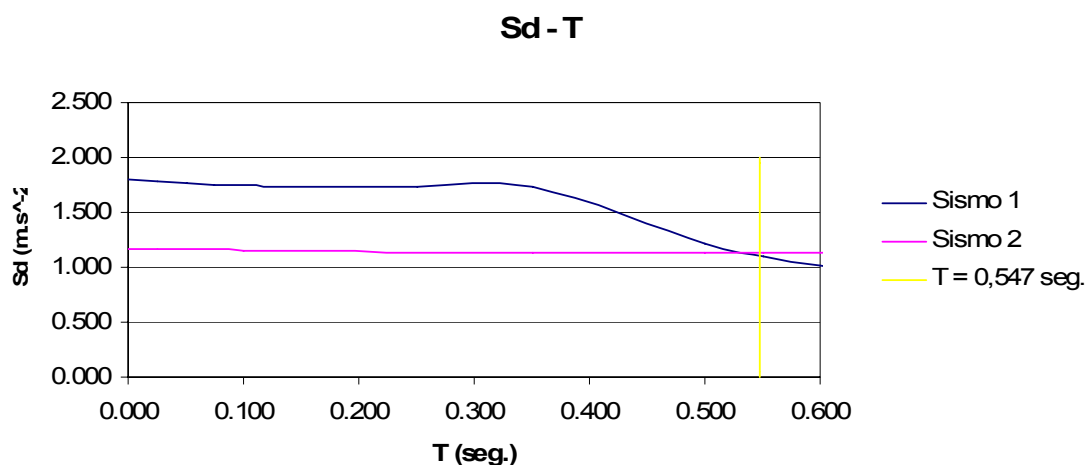


Figura 4.3 – Espectros de dimensionamento do sismo 1 e do sismo 2.

Os deslocamentos interpisos segundo a direcção X e segundo a direcção Y para o sismo 2, estão representados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Deslocamentos interpisos para o sismo 2.

Deslocamentos interpisos	Análise modal			
	Ux (m)	Deslocamento relativo máximo/hpiso (%)	Uy (m)	Deslocamento relativo máximo/hpiso (%)
1-2	0,010	0,363	0,010	0,36
2-3	0,010	0,351	0,010	0,35
3-4	0,009	0,336	0,009	0,33
4-5	0,009	0,320	0,009	0,31

A condição a verificar para os deslocamentos interpisos para o Estado Limite Último é frequentemente a representada na Equação 4.10 ([Loeding *et al.*, 1998], por exemplo).

$$(\text{Deslocamento relativo} / h_{\text{piso}}) \times 100 \leq 2,5\% \quad \text{Equação 4.10}$$

Onde,

Deslocamento relativo – é o deslocamento interpisos;

h_{piso} – é a altura do piso, que no caso em estudo toma o valor de 2,8 metros.

Pela observação da Tabela 4.4 é possível concluir que esta condição descrita na Equação 4.10 é satisfeita para todos os pisos, nas duas direcções.

5. Avaliação do desempenho sísmico do edifício em estudo - Análise Estática não Linear (*Pushover*)

5.1. Introdução

O Eurocódigo 8 propõe quatro diferentes procedimentos para dimensionamento/avaliação sísmica de estruturas de edifícios:

Lineares { Estático – Método das forças laterais
Dinâmico – Análise modal por espectro de resposta

Não-Lineares { Estático – *Pushover*
Dinâmico – *Non-linear time history analysis*

O tipo de análise linear a usar depende das características estruturais do edifício (ver Capítulo 2, Tabela 2.1). Nas análises elásticas lineares podem-se usar dois modelos planos, em cada uma das duas direcções principais, se forem cumpridos os critérios de regularidade em planta definidos no EC8 e mencionados no Capítulo 2. Este tipo de análise poderá também ser utilizado nos edifícios que não cumpram os critérios de regularidade em planta desde que satisfaçam os seguintes requisitos, dependendo da sua classe de importância (Anexo A):

- O edifício deverá ter, bem distribuídos e relativamente rígidos, paredes divisórias.
- O edifício não deverá ter uma altura superior a 10 metros.
- A rigidez no próprio plano dos pisos deverá ser suficientemente maior do que a rigidez lateral dos elementos verticais para que seja possível assumir um comportamento de diafragma rígido dos pisos.

As análises não lineares surgem no EC8 como métodos alternativos às análises lineares. Neste tipo de análises o modelo matemático usado para a análise da estrutura deve incluir a resistência dos elementos bem como o seu comportamento pós-cedência. Deve ser utilizada uma aproximação bilinear para a relação força-deformação. Para edifícios em betão armado e alvenaria, a rigidez elástica na relação bilinear força-deformação deve corresponder à secção fendilhada (o EC8 propõe que os valores de rigidez elástica de flexão e de corte sejam 50% do valor da rigidez correspondente não fendilhada – EC8 secção 4.3.1 (7)). Em elementos dúcteis,

a rigidez elástica da relação bilinear deve ser a rigidez secante ao ponto de cedência. Também é possível utilizar aproximações trilineares para as relações força-deformação.

É possível assumir nas relações força-deformação, uma rigidez pós-cedência nula. Se for esperada uma degradação de resistência do elemento, como acontece nas alvenarias, esta propriedade deve ser tida em conta na formulação da relação força-deformação desse elemento.

Os esforços axiais devidos às cargas gravíticas devem ser tidos em conta aquando da formulação da relação força-deformação dos elementos. Os momentos provocados pelas cargas gravíticas em elementos estruturais verticais podem ser desprezados a não ser que influenciem significativamente o comportamento da estrutura.

5.2. Comentários gerais sobre Análises Estáticas Não Lineares

A análise estática não linear (*Pushover*) é um tipo de análise na qual a estrutura é submetida às cargas gravíticas e a cargas monotónicas horizontais incrementais. É utilizada para verificar o desempenho sísmico de estruturas já existentes ou para o dimensionamento sísmico de estruturas, nomeadamente no que se refere aos seguintes aspectos:

- Para analisar a relação α_u / α_1 ;
- Para estimar os mecanismos plásticos e a distribuição dos danos;
- Para avaliar o desempenho sísmico estrutural de edifícios já existentes;
- Como alternativa ao dimensionamento sísmico que recorre a uma análise elástica linear utilizando o coeficiente de comportamento q . Neste caso o deslocamento objectivo deve ser utilizado como base do dimensionamento.

Edifícios que não cumpram os critérios de regularidade devem ser analisados utilizando um modelo espacial. Naqueles que cumpram, a análise pode ser feita utilizando dois modelos planos, um em cada direcção.

O método previsto pelo EC8 para este tipo de análise é o método N2.

Nesta análise devem ser utilizadas pelo menos duas distribuições de forças: uma uniforme e outra com distribuição modal. Nesta última, a força a aplicar no piso i é proporcional à massa do piso i e à componente i do modo condicionante.

Estas forças laterais devem ser aplicadas ao nível de cada piso no ponto onde as massas foram concentradas no modelo (referido como *masterjoint* no *SAP2000*), afectado de uma

excentricidade definida da seguinte forma:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \times L_i \quad \text{Equação 5.1}$$

Sendo,

e_{ai} – a excentricidade da massa do piso i relativamente à sua posição inicial, aplicada na mesma direcção em todos os pisos;

L_i – a dimensão do piso perpendicular à direcção de actuação da acção sísmica.

A primeira etapa deste tipo de análise corresponde à definição da curva de capacidade resistente da estrutura. Esta curva representa a relação entre o esforço de corte basal da estrutura e o seu deslocamento de topo, sendo obtida através de uma análise não linear e aplicando progressivamente uma distribuição de cargas laterais até atingir um determinado estado limite (associado a um valor máximo do deslocamento de topo). Para edifícios, o deslocamento de topo é medido no centro de massa do último piso.

Quando se calcula a relação α_u / α_1 através de uma análise de *Pushover*, o valor a considerar deve ser o menor das duas direcções analisadas.

No EC8 vem definido, em anexo, o procedimento através do qual se calcula o deslocamento objectivo.

Não se contempla neste trabalho uma descrição pormenorizada dos procedimentos envolvidos numa análise por *Pushover* pois esta é uma matéria já explorada em diversas publicações. Por exemplo, é possível encontrar em Rodrigues [2004] uma apresentação detalhada dos passos a efectuar neste tipo de análise.

5.3. Passos do método N2

5.3.1. Passo 1 – Dados

Modelação da estrutura: consideram-se as propriedades fisicamente não lineares dos elementos concentradas nas suas extremidades através da definição de rótulas plásticas. Considera-se nas relações constitutivas M-1/R a resistência pós-cedência, capacidade de rotação e dissipação de energia. A idealização da relação M-1/R é bilinear com rigidez pós-cedência. Na Figura 5.1 é possível observar um exemplo de modelação de uma rótula plástica no programa comercial *SAP2000*, utilizado para a realização desta análise.

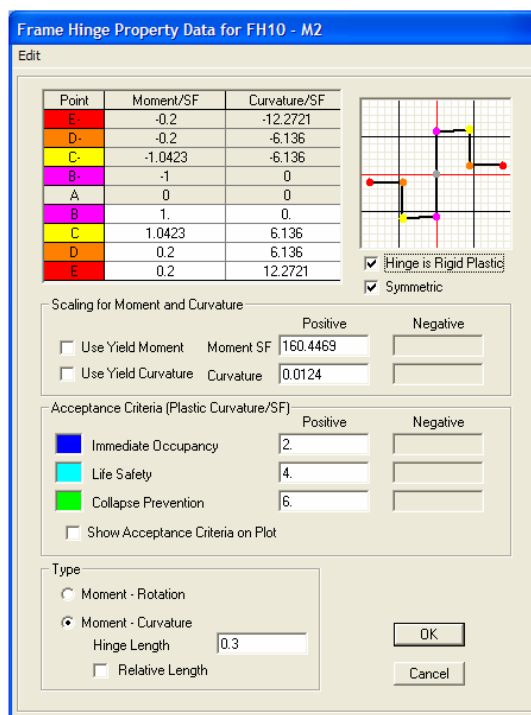


Figura 5.1 – Exemplo da modelação das rótulas plásticas.

Acção sísmica: utiliza-se um espectro de resposta elástico para um valor de coeficiente de amortecimento de 5% (valor para as estruturas de betão armado) e considerando um valor da aceleração de pico do solo.

5.3.2. Passo 2 – Espectro de resposta no formato Aceleração-Deslocamento

O espectro utilizado é do tipo ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectrum*) onde os valores espectrais da aceleração são definidos em função dos valores espectrais do deslocamento. Na Equação 5.2 está definida a relação entre os dois espectros.

$$S_{ae} = (4\pi^2)/(T^2) \times S_{de} \quad \text{Equação 5.2}$$

S_{ae} – Espectro de resposta elástico de aceleração

S_{de} – Espectro de resposta elástico de deslocamento

T – Período

5.3.3. Passo 3 – Definição da curva de capacidade resistente

Esta curva é obtida a partir do esforço transversal na base da estrutura (V) em função do deslocamento de topo (Δ_{topo}) recorrendo a uma análise não linear e aplicando uma distribuição de cargas laterais até atingir o colapso da estrutura. Como se referiu anteriormente, consideraram-se uma distribuição modal e uma distribuição uniforme de forças laterais. Na

distribuição modal, a força ao nível de cada piso é definida segundo a Equação 5.3.

$$P_i = p m_i \Phi_i \quad \text{Equação 5.3}$$

P_i – força ao nível do piso i

p - factor incremental

m_i – massa do piso i

Φ_i – componente i do modo condicionante

5.3.4. Passo 4 – Sistema de 1 grau de liberdade equivalente

No método N2 a transformação da estrutura (sistema de N graus de liberdade) para um sistema de um grau de liberdade (1 GL) equivalente é feita a partir do factor de transformação Γ definido na Equação 5.4.

$$\Gamma = \frac{\sum_i m_i \cdot \Phi_i}{\sum_i m_i \cdot \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum_j m_j \cdot \Phi_j^2} \quad \text{Equação 5.4}$$

Assim, a força e o deslocamento do sistema de 1 GL são obtidos a partir da Equação 5.5 e da Equação 5.6, respectivamente.

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad \text{Equação 5.5}$$

$$d^* = \frac{\Delta_{\text{topo}}}{\Gamma} \quad \text{Equação 5.6}$$

Pode-se deste modo obter a curva de capacidade resistente para o sistema de 1 GL onde o valor espectral de aceleração do sistema de 1 GL é dado pela Equação 5.7.

$$S_a^* = \frac{F^*}{m^*} \quad \text{Equação 5.7}$$

A idealização da curva de capacidade do sistema de 1 GL foi feita de duas formas diferentes:

- tipo bilinear com rigidez pós-cedência e;
- tipo bilinear sem rigidez pós-cedência.

Os resultados obtidos a partir das duas idealizações foram comparados.

Com a curva bilinear ficam definidos a resistência do sistema de 1 GL (F_y^*) e o seu deslocamento de cedência (d_y^*). O período T^* é calculado através da Equação 5.8.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad \text{Equação 5.8}$$

5.3.5. Passo 5 – Desempenho sísmico do sistema de 1 grau de liberdade equivalente

Para um comportamento elástico, o deslocamento objectivo d_e^* é calculado através da Equação 5.9.

$$d_e^* = S_{ae}(T^*) [(T^*)/(2\pi)]^2 \quad \text{Equação 5.9}$$

$S_{ae}(T^*)$ – valor espectral elástico da aceleração correspondente a T^* .

A determinação do valor do deslocamento objectivo d_t^* depende das características dinâmicas do sistema, ver Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Desempenho sísmico de um sistema de 1 grau de liberdade.

Período	Condição	Comportamento
Baixo	$T^* < T_c$	Elástico
		$F_y^* / m^* > S_{ae}(T^*)$
		Inelástico
		$F_y^* / m^* < S_{ae}(T^*)$
Médio e Longo	$T^* > T_c$	

Para um período baixo e se a resposta da estrutura for predominantemente elástica ($F_y^*/m^* > S_{ae}(T^*)$):

$$d_t^* = d_e^* \quad \text{Equação 5.10}$$

Para a mesma gama de períodos, se a resposta for inelástica ($F_y^*/m^* < S_{ae}(T^*)$):

$$d_t^* = \frac{d_e^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_e^* \quad \text{Equação 5.11}$$

com q_u dado pela expressão seguinte:

$$q_u = \frac{S_{ae}}{S_a} = \frac{S_{ae}}{F_y^* / m^*} = \frac{S_{ae} m^*}{F_y^*} \quad \text{Equação 5.12}$$

Se a estrutura possuir um período considerado médio ou longo:

$$d_t^* = d_e^* \quad \text{Equação 5.13}$$

5.3.6. Passo 6 – desempenho sísmico da estrutura

O deslocamento objectivo de topo da estrutura (*target displacement*) é calculado através da Equação 5.14.

$$\Delta_{\text{topo}} = \Gamma d_i^* \quad \text{Equação 5.14}$$

Avalia-se o comportamento da estrutura aplicando-lhe o Δ_{topo} calculado. Avaliaram-se os deslocamentos interpisos, o esforço transversal ao nível de cada piso e o diagrama de momentos flectores no núcleo de escadas. O EC8 propõe que se considere um valor igual a 150% do valor determinado.

5.4. Definição das rótulas plásticas

As rótulas plásticas foram definidas no *SAP2000* através das suas relações M-1/R (Figura 5.1). Estas relações são apresentadas em Bhatt [2005], tendo-se utilizado uma idealização bilinear com rigidez pós-cedência cujos valores do momento de cedência, momento último, curvatura de cedência e curvatura última, estão apresentados em Bhatt [2005].

A localização das rótulas plásticas em planta em cada piso é descrita de seguida. Nos pilares, foram definidas rótulas plásticas nas extremidades destes em cada piso, e em cada núcleo só se definiu a rótula plástica na base.

A numeração das rótulas plásticas começou nos pilares (da maneira que a seguir se descreve), depois nas vigas de bordadura de todos os pisos (propriedades semelhantes), posteriormente e ao nível de cada piso as vigas interiores, e por fim os núcleos de escadas e elevadores.

A numeração das rótulas plásticas foi feita do pilar do primeiro piso para o do último piso, começando do pórtico localizado em $y = 0\text{m}$, e desde $x = 0\text{m}$ até $x = 18,4\text{m}$. Assim, no pórtico em $y = 0\text{m}$, o pilar do primeiro piso em $x = 0\text{m}$ tem as rótulas plásticas numeradas por 1, o do segundo piso por 2, e assim sucessivamente. O pilar do primeiro piso em $y = 0$ e $x = 6,40\text{m}$ tem as rótulas plásticas numeradas por 6, o do segundo piso por 7, etc.

As rótulas plásticas nas vigas de bordadura em todos os pisos segundo a direcção X foram identificadas com o número 41 e as segundo o eixo Y com o número 46, uma vez que as suas características eram semelhantes.

A numeração das vigas interiores foi feita do seguinte modo: começou-se pela viga 2 (em todos os 5 pisos), depois a viga 8, a viga 3 e por fim a viga 6. Assim, a viga 2 nos 4 primeiros pisos tem as rótulas plásticas 42 e no quinto piso as rótulas plásticas 43. A viga 8, tem as rótulas

plásticas 44 e no quinto piso as rótulas plásticas 45. A viga 3, tem as rótulas plásticas 47 e no quinto piso as rótulas plásticas 48. A viga 6, tem as rótulas plásticas 49 e no quinto piso as rótulas plásticas 50.

As rótulas da base do núcleo de escadas é a rótula 51 e a do núcleo de elevadores é a rótula 52.

É importante referir que como a estrutura é simétrica relativamente ao plano $x = 8m$, a numeração das rótulas plásticas só foi definida para metade da estrutura sendo que a outra metade é igual à primeira.

O posicionamento das rótulas é justificado pela metodologia de dimensionamento – Dimensionamento por Capacidades Resistentes – explicado no Capítulo 4.

5.5. Espectro de resposta no formato Aceleração-Deslocamento

Os espectros elásticos de aceleração (em $m.s^{-2}$) para o sismo 1 e sismo 2 estão representados na Figura 5.2 e na Figura 5.3.

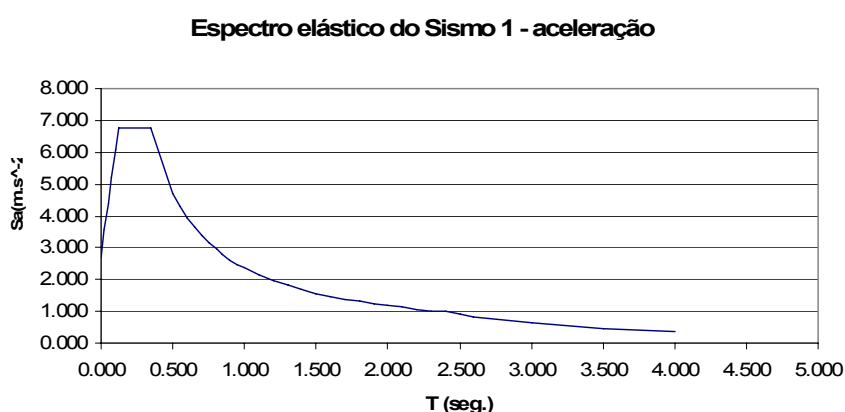


Figura 5.2 – Espectro de resposta elástico de acelerações (em $m.s^{-2}$) do sismo 1.

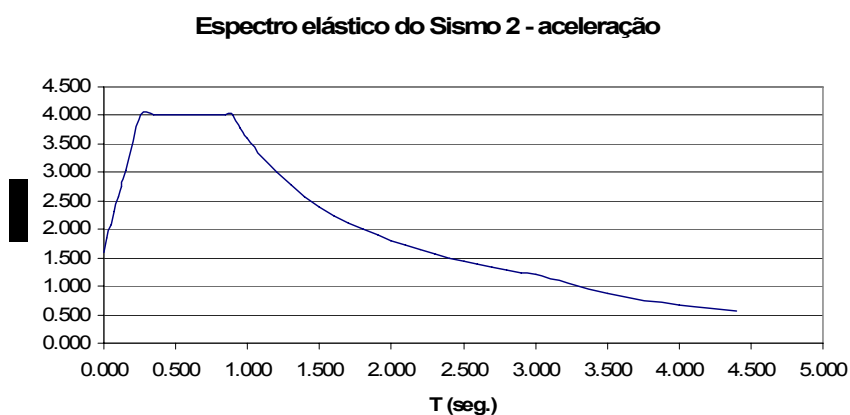


Figura 5.3 – Espectro de resposta elástico de acelerações (em $m.s^{-2}$) do sismo 2.

Através da Equação 5.2 obtiveram-se os espectros no formato aceleração-deslocamento para o sismo 1 e para o sismo 2. Estes encontram-se representados na Figura 5.4 e na Figura 5.5, respectivamente.

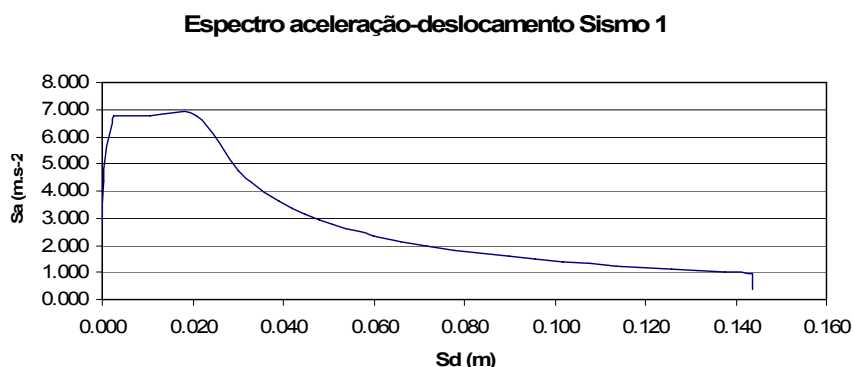


Figura 5.4 – Espectro aceleração-deslocamento para o sismo 1 (aceleração em $m.s^{-2}$ e deslocamento em m).

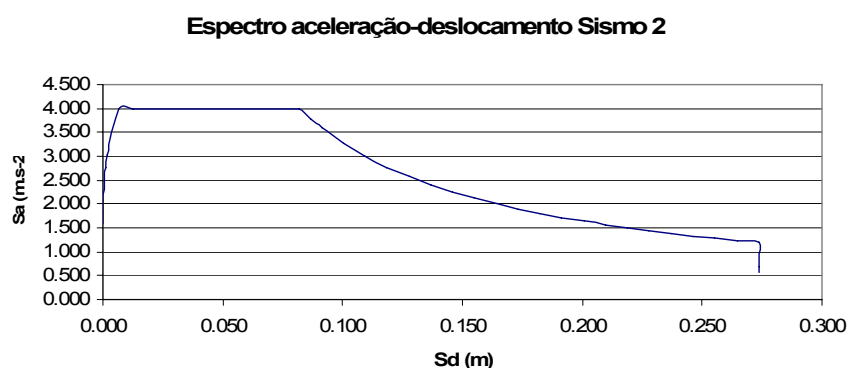


Figura 5.5 – Espectro aceleração-deslocamento para o sismo 2 (aceleração em $m.s^{-2}$ e deslocamento em m).

5.6. Definição da curva de capacidade resistente

Para se definir a curva de capacidade resistente da estrutura aplicou-se progressivamente uma distribuição de forças lateral modal e uma distribuição de forças lateral uniforme como foi definido em 5.3.3. Aplicaram-se estas distribuições primeiro segundo Y e depois segundo X. As forças foram aplicadas ao nível de cada piso no centro de massa deste afectado de uma excentricidade definida pela Equação 5.15.

$$e_i = \pm 0,05 \times l_i \quad \text{Equação 5.15}$$

e_i – excentricidade segundo o eixo i , perpendicular à direcção da acção sísmica considerada.

l_i – dimensão da estrutura segundo o eixo i , perpendicular à direcção da acção sísmica considerada.

Os valores das excentricidades e os pontos de aplicação das forças são apresentados na

Tabela 5.2. Os centros de massa bem como as dimensões da estrutura e os pontos de aplicação das forças são iguais em todos os pisos.

Tabela 5.2 – Ponto de aplicação das forças ao nível de cada piso.

			Centro de massa		Ponto de aplicação	
			x (m)	y (m)	x (m)	y (m)
Fy	e1 (m)	0,92	9,20	8,00	10,12	8,00
	e2 (m)	-0,92	9,20	8,00	8,28	8,00
Fx	e1 (m)	0,80	9,20	8,00	9,20	8,80
	e2 (m)	-0,80	9,20	8,00	9,20	7,20

As forças laterais modais segundo Y e segundo X foram calculadas segundo a Equação 5.3. As forças segundo a direcção Y são calculadas com base no primeiro modo de vibração da estrutura (modo fundamental da estrutura e mais condicionante na resposta desta à acção sísmica). As forças segundo a direcção X são calculadas com base no segundo modo de vibração da estrutura, (Tabela 5.3).

Tabela 5.3 – Direcção dos modos de vibração.

Modo	Direcção
Modo 1	Y
Modo2	X

Nas duas direcções, os deslocamentos modais de cada piso foram normalizados em relação ao deslocamento modal do quinto piso. Estes valores são apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Massa e deslocamentos modais de cada piso.

Piso	Massa (ton)	Φ (modo 1)	Φ normalizado (modo1)	Φ (modo 2)	Φ normalizado (modo 2)
1	362,43	-0,00737	0,21275	-0,00779	0,20807
2	362,43	-0,01475	0,42573	-0,01570	0,41964
3	362,43	-0,02181	0,62933	-0,02332	0,62317
4	362,43	-0,02848	0,82170	-0,03058	0,81721
5	251,38	-0,03466	1,00000	-0,03742	1,00000

5.6.1. Comparação das curvas de capacidade

Comparam-se na Figura 5.6, Figura 5.7, Figura 5.8, e Figura 5.9, as curvas de capacidade resistente da estrutura para a distribuição modal e para a distribuição uniforme e para a excentricidade e1, direcção X e Y e para a excentricidade e2, direcção X e Y, respectivamente.

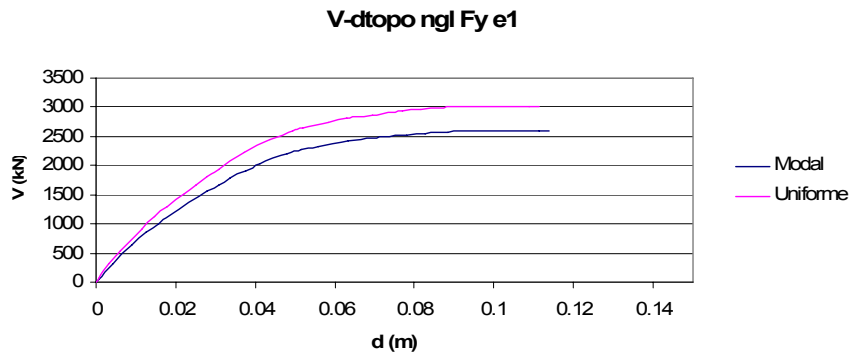


Figura 5.6 – Curvas de capacidade para a distribuição modal e para a distribuição uniforme, quando as forças são aplicadas segundo y com uma excentricidade e1

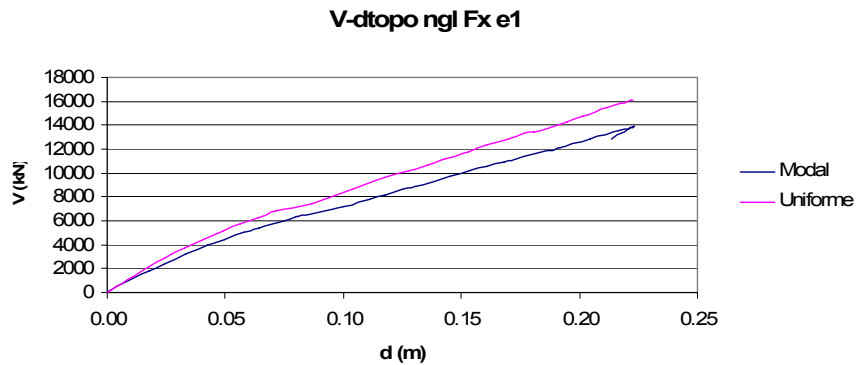


Figura 5.7 – Curvas de capacidade para a distribuição modal e para a distribuição uniforme, quando as forças são aplicadas segundo x com uma excentricidade e1

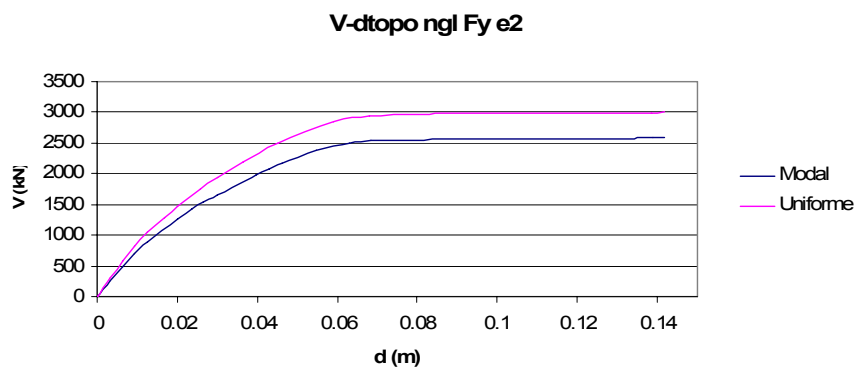


Figura 5.8 – Curvas de capacidade para a distribuição modal e para a distribuição uniforme, quando as forças são aplicadas segundo y com uma excentricidade e2

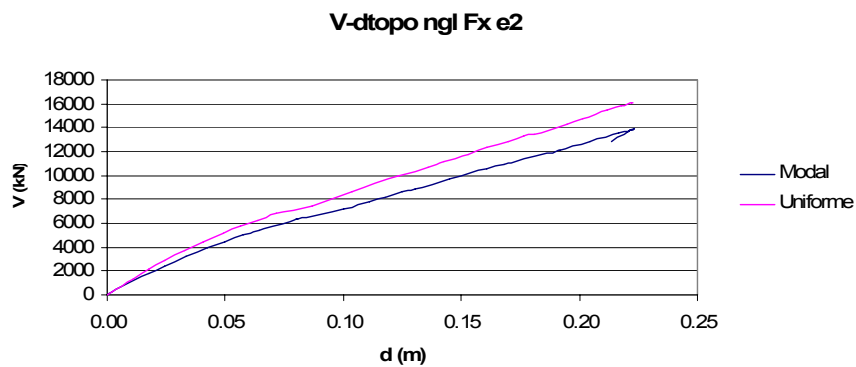


Figura 5.9 – Curvas de capacidade para a distribuição modal e para a distribuição uniforme, quando as forças são aplicadas segundo x com uma excentricidade e2

Pela observação destas figuras é possível concluir que dos dois tipos de carregamentos utilizados, o carregamento uniforme foi o que conduziu a uma curva de capacidade resistente envolvente. De facto, para o mesmo valor do esforço de corte basal a distribuição modal de forças conduz a um deslocamento de topo superior. De forma alternativa pode-se afirmar que a distribuição lateral de forças com a configuração uniforme conduz a maiores valores de esforço transversal na base para iguais valores de deslocamento de topo.

Pode-se então afirmar que o tipo de distribuição lateral de forças influencia a definição da curva de capacidade resistente da estrutura conduzindo a valores diferentes de desempenho sísmico estrutural.

5.6.2. Comparação do parâmetro α_u / α_1

Apresentam-se na Tabela 5.5 os valores da relação α_u / α_1 para os diferentes casos de análise. O valor de α_u / α_1 pode ser calculado a partir da relação entre o corte basal para o qual se forma um mecanismo e o corte basal correspondente à cedência da estrutura.

Tabela 5.5 – Valores da relação α_u / α_1 para os diferentes casos de análise.

Distribuição	Excentricidade	F	α_u (kN)	α_1 (kN)	α_u / α_1
Modal	e1	Fy	2595,004	2021,847	1,28
		Fx	12792,17	6413,751	1,99
	e2	Fy	2579,852	1985,278	1,30
		Fx	12792,17	6413,751	1,99
Uniforme	e1	Fy	3018,452	2215,825	1,36
		Fx	16077,79	6844,472	2,35
	e2	Fy	2998,913	2187,263	1,37
		Fx	16077,79	6844,472	2,35

Como está referido na cláusula 4.3.3.4.2.4 do EC8, quando a relação α_u / α_1 é calculada por uma análise *Pushover*, deve ser utilizado o valor mais baixo para as duas distribuições de forças laterais utilizadas (neste caso distribuição modal e distribuição uniforme). Os valores adoptados são apresentados na tabela seguinte, Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Valores da relação α_u / α_1 adoptados.

Excentricidade	F	α_u	α_y	α_u / α_y
e1	Fy	2595,004	2021,847	1,28
	Fx	12792,17	6413,751	1,99
e2	Fy	2579,852	1985,278	1,30
	Fx	12792,17	6413,751	1,99

Através da análise da Tabela 5.5 e Tabela 5.6 é possível verificar que a estrutura apresenta valores de α_u / α_1 superiores segundo X do que segundo Y. Este resultado era o esperado, uma vez que a estrutura é mais hiperestática segundo X do que segundo Y. De facto, como foi

referido anteriormente, a relação α_u / α_1 reflecte a sobre-resistência da estrutura associada à sua maior ou menor redundância.

O valor da relação α_u / α_1 utilizado na análise dinâmica linear para o cálculo do coeficiente de comportamento foi de 1,30. Pela observação da Tabela 5.6 os valores de α_u / α_1 obtidos segundo Y para a excentricidade e_1 (1,28) e para a excentricidade e_2 (1,30) são muito próximos aos utilizados para a definição do coeficiente de comportamento, necessário na análise dinâmica modal por espectros de resposta. Consequentemente, nesta direcção a exploração da ductilidade foi correctamente estimada. Os valores de α_u / α_1 obtidos segundo X para a excentricidade e_1 (1,99) e para a excentricidade e_2 (1,99) são superiores aos utilizados na análise dinâmica modal. Deste modo nesta direcção poder-se-ia ter explorado mais a ductilidade da estrutura, uma vez que ela apresenta um maior grau de hiperestatia nesta direcção.

Para além da estrutura possuir maior ductilidade segundo X, também possui maior resistência segundo esta direcção. De facto, pela observação da Tabela 5.5 e da Tabela 5.6, é possível constatar que os valores de esforço transversal na base para o qual se dá o colapso da estrutura (α_u) são maiores segundo a direcção X do que segundo a direcção Y.

A maior dimensão dos pilares e dos núcleos está orientado segundo a direcção X, conferindo maior inércia e rigidez à estrutura segundo esta direcção. Também os momentos resistentes dos pilares e núcleos são maiores devido a terem maior braço, justificando assim a maior resistência da estrutura segundo X do que segundo Y.

Comparando os dois tipos de distribuições é possível observar na Tabela 5.5 e Tabela 5.6, que tanto a relação α_u / α_1 como a resistência nas duas direcções e aplicadas nas duas excentricidades, são maiores, como esperado, na distribuição uniforme do que na distribuição modal.

5.7. Sistema de um grau de liberdade equivalente

A transformação da resposta da estrutura de n graus de liberdade (ngl) para um sistema de um grau de liberdade (1gl) é feita através do factor de transformação Γ , que é calculado segundo a Equação 5.4.

A partir da Tabela 5.4, é possível calcular os valores de Γ para as duas direcções. Segundo a direcção Y o factor de transformação Γ toma o valor de 1,398. Segundo a direcção X, o valor de Γ é de 1,402. É importante referir que o parâmetro m^*y e m^*x , definidos na Equação 5.4, tomam o valor de 1008,68 e 1000,92 respectivamente.

O esforço transversal na base, F^* , e o deslocamento no topo, d^* , do sistema de 1 grau de liberdade equivalente são obtidos dividindo o esforço transversal, V , e o deslocamento no topo, Δ_{topo} , da estrutura de n graus de liberdade pelo factor de transformação Γ . Este procedimento é feito para as duas direcções em estudo (X e Y), obtendo assim para as duas direcções as curvas de capacidade analíticas do sistema de 1 grau de liberdade equivalente.

De seguida, define-se a curva de capacidade resistente bilinear do sistema de 1 gl equivalente. Este passo é muito importante na avaliação do desempenho sísmico da estrutura em estudo e idealizações diferentes podem levar a respostas estruturais bastante diversas. Definiram-se duas aproximações bilineares, Figura 5.10: aproximação bilinear com rigidez pós-cedência; aproximação bilinear sem rigidez pós-cedência.

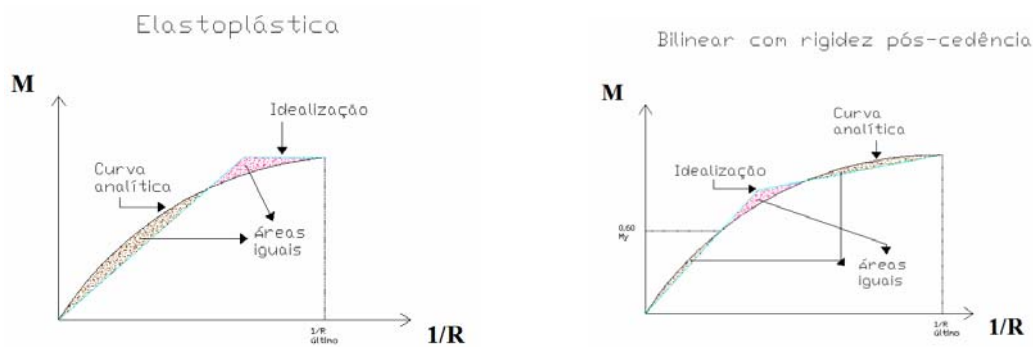


Figura 5.10 – Aproximação bilinear com rigidez pós-cedência e aproximação bilinear sem rigidez pós-cedência.

Na análise *Pushover*, para uma distribuição de forças modal, segundo a direcção Y e quando as forças estão aplicadas com excentricidade e_1 , as curvas de capacidade do sistema de 1GL obtidas estão representadas na Figura 5.11 e na Figura 5.12. Por outro lado a Figura 5.13 e a Figura 5.14 representam as curvas de capacidade do sistema de 1GL, para uma distribuição de forças modal segundo a direcção X e para as forças aplicadas com excentricidade e_1 .

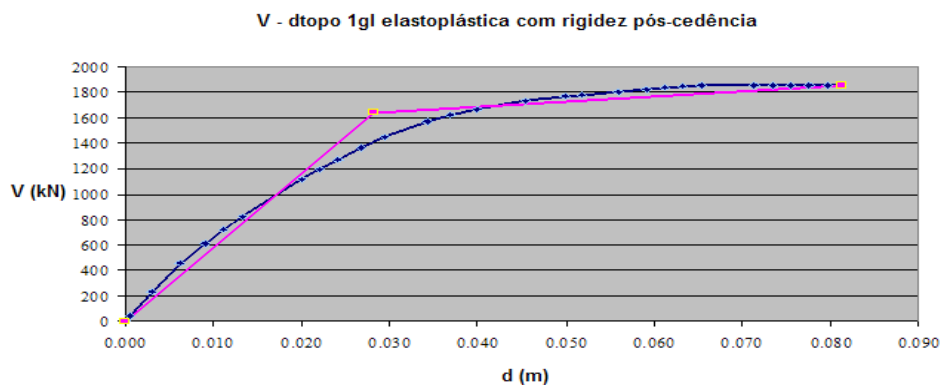


Figura 5.11 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear com rigidez pós-cedência (rosa).

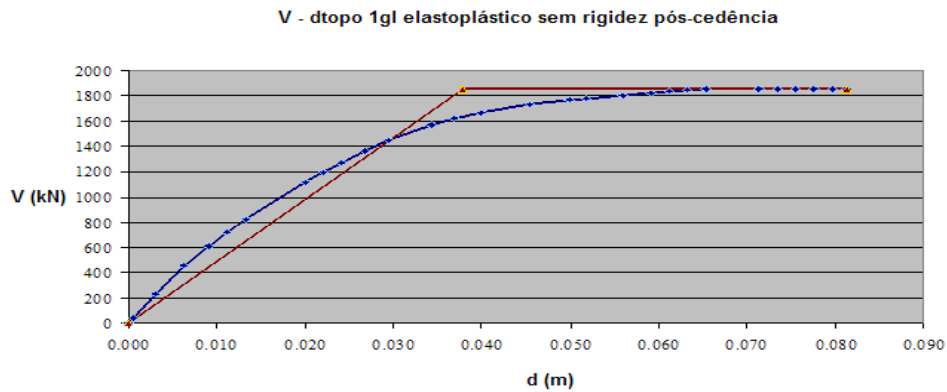


Figura 5.12 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear sem rigidez pós-cedência (vermelho).

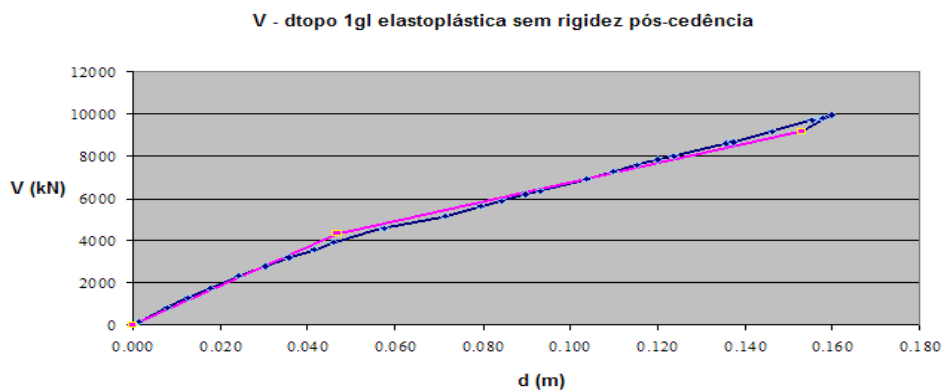


Figura 5.13 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear com rigidez pós-cedência (rosa).

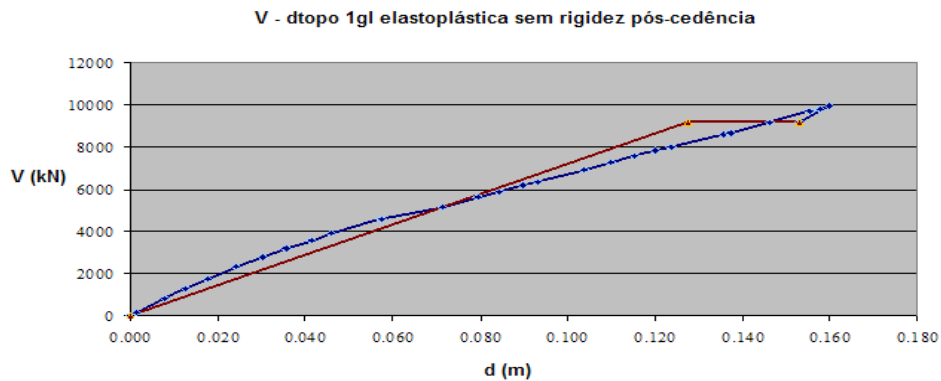


Figura 5.14 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear sem rigidez pós-cedência (vermelho).

Para uma distribuição de forças modal, segundo a direcção Y e quando as forças estão aplicadas com excentricidade e_2 , as curvas de capacidade do sistema de 1GI estão representadas na Figura 5.15 e na Figura 5.16.

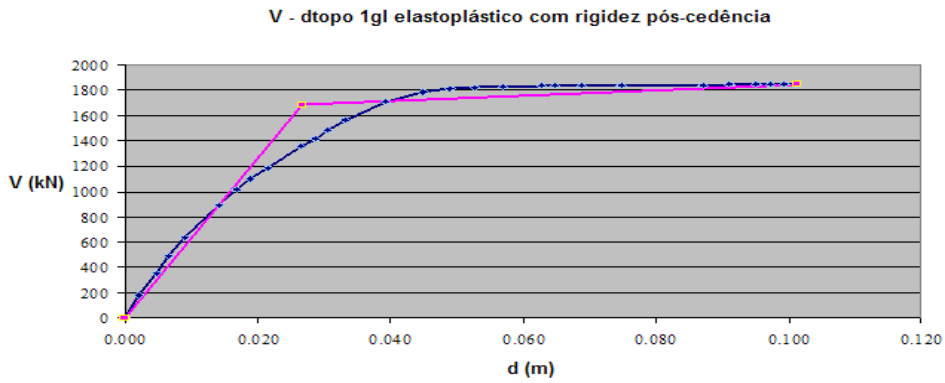


Figura 5.15 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear com rigidez pós-cedência (rosa).

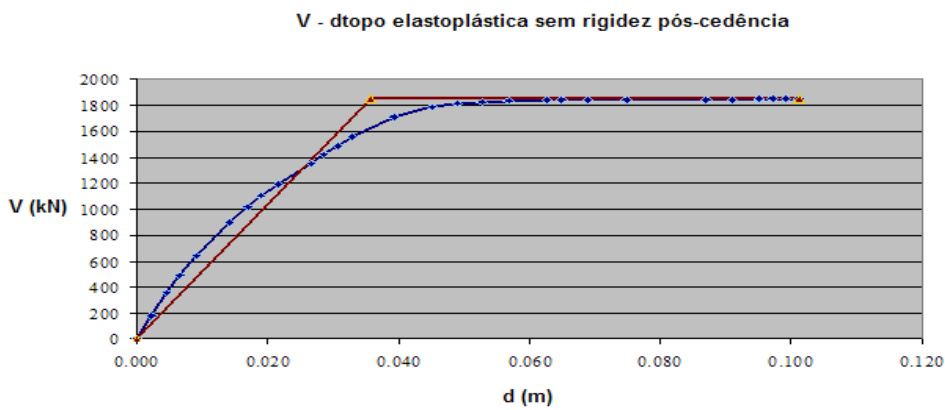


Figura 5.16 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear sem rigidez pós-cedência (rosa).

Finalmente, para uma distribuição de forças modal segundo a direcção X e quando as forças estão aplicadas com excentricidade e_2 , as curvas de capacidade do sistema de 1GL estão representadas na Figura 5.17 e na Figura 5.18.

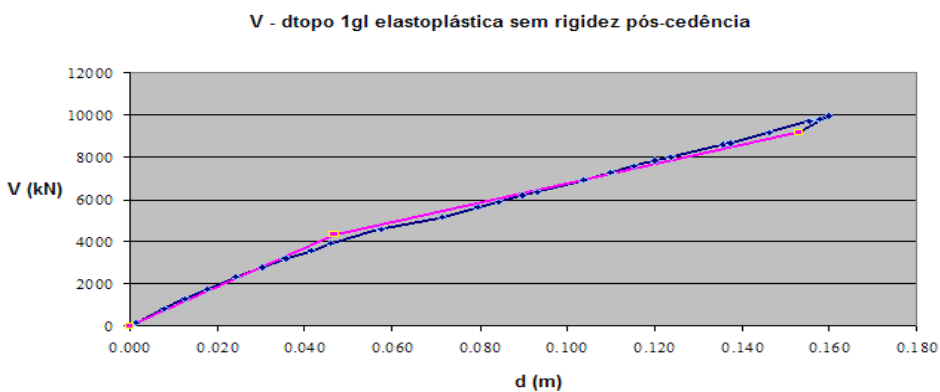


Figura 5.17 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear com rigidez pós-cedência (rosa).

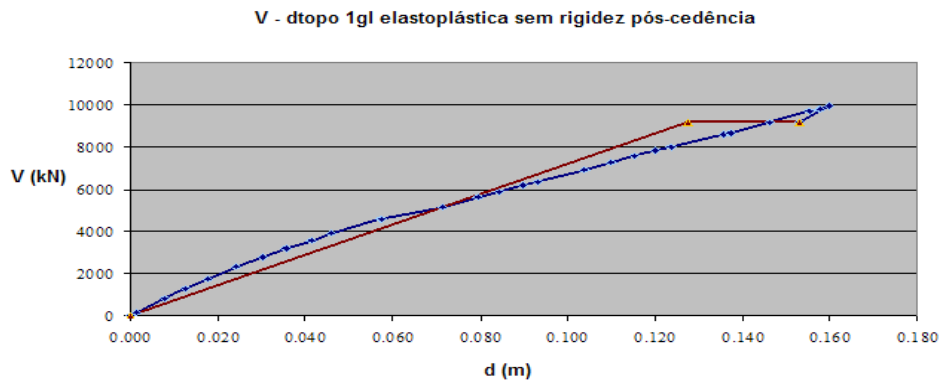


Figura 5.18 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear sem rigidez pós-cedência (vermelho).

Os resultados correspondentes a uma distribuição de forças uniforme estão representados de seguida: da Figura 5.19 à Figura 5.26.

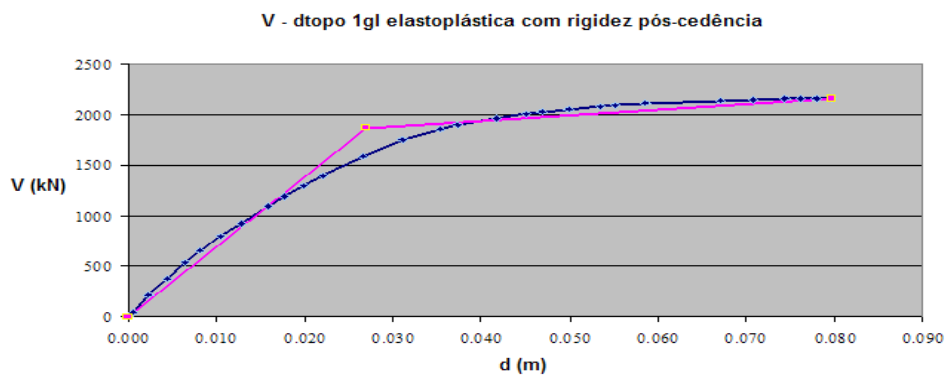


Figura 5.19 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear com rigidez pós-cedência (rosa).

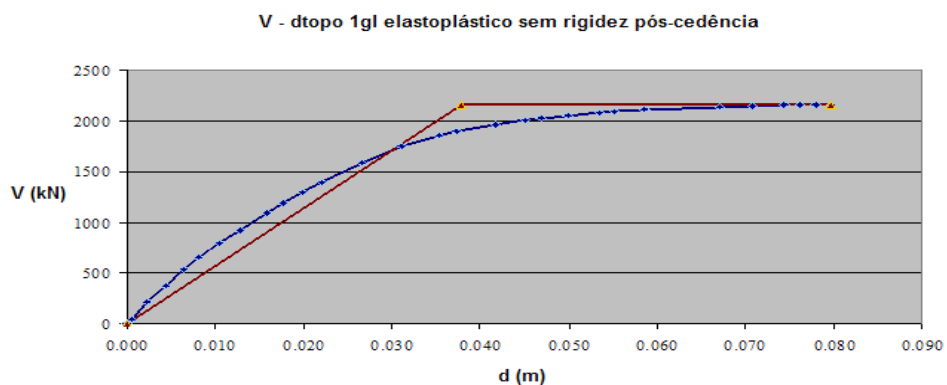


Figura 5.20 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear sem rigidez pós-cedência (vermelho).

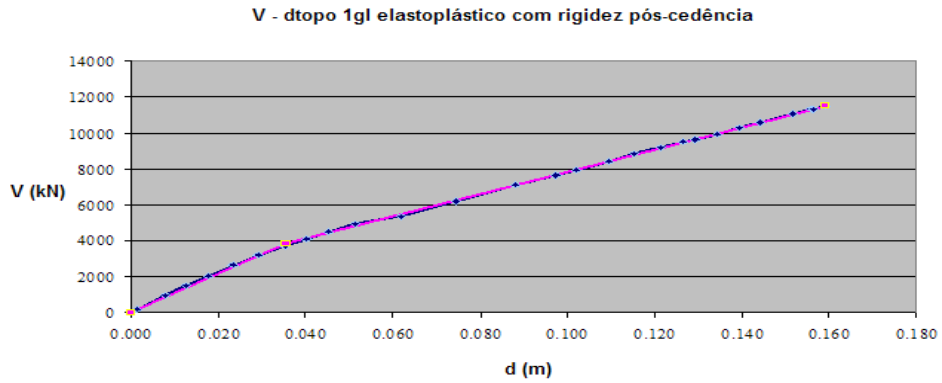


Figura 5.21 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear com rigidez pós-cedência (rosa).

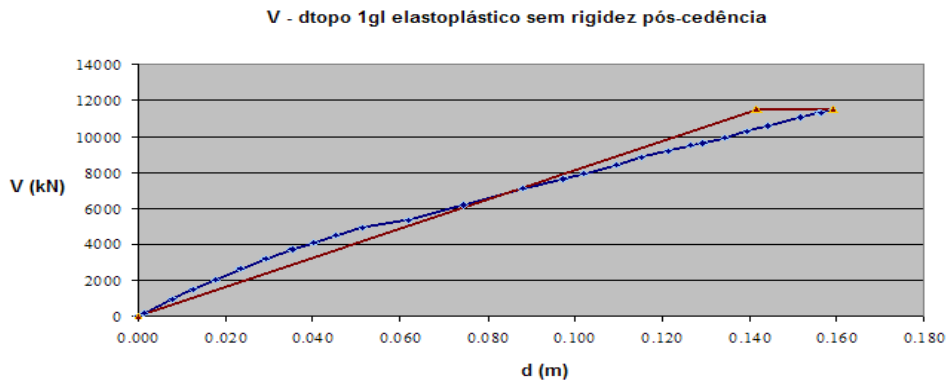


Figura 5.22 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear sem rigidez pós-cedência (vermelho).

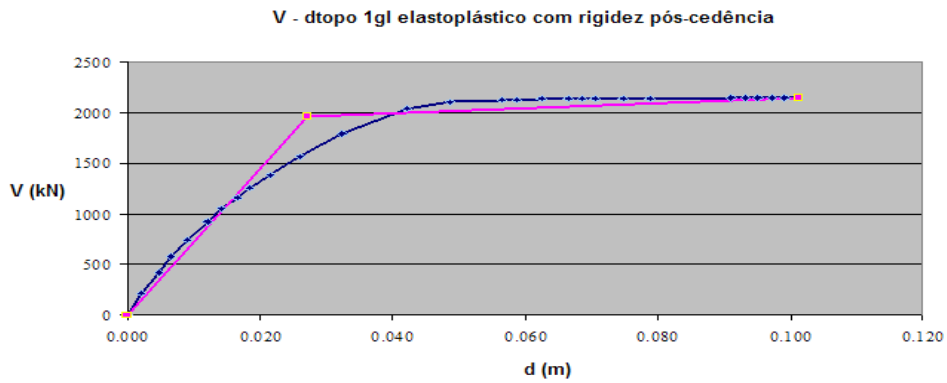


Figura 5.23 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear com rigidez pós-cedência (rosa).

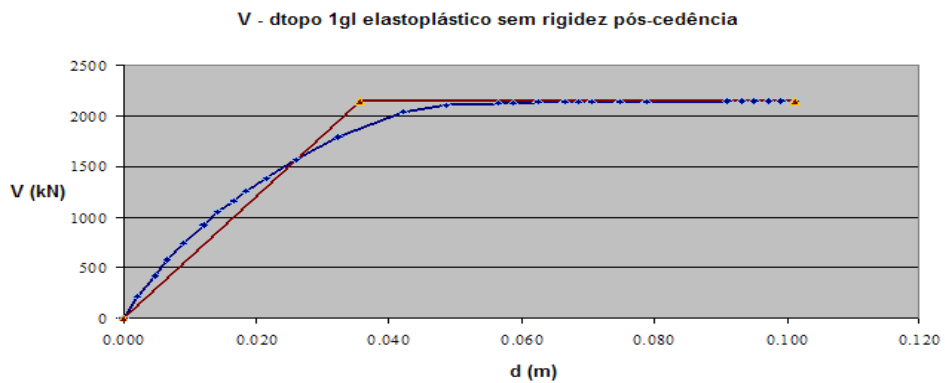


Figura 5.24 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear sem rigidez pós-cedência (vermelho).

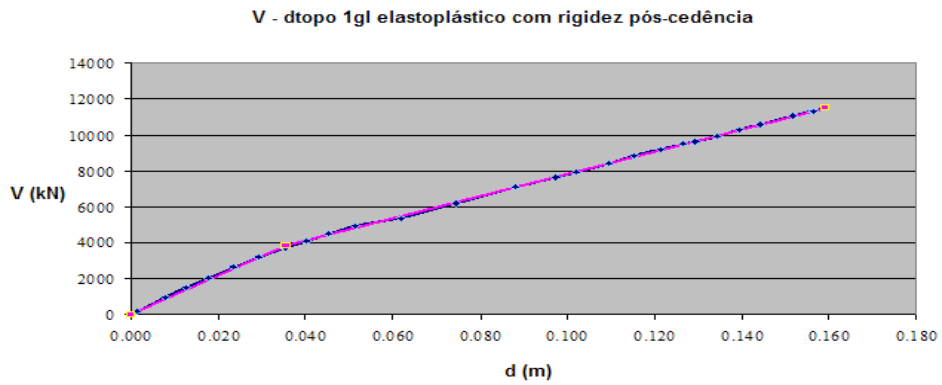


Figura 5.25 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear com rigidez pós-cedência (rosa).

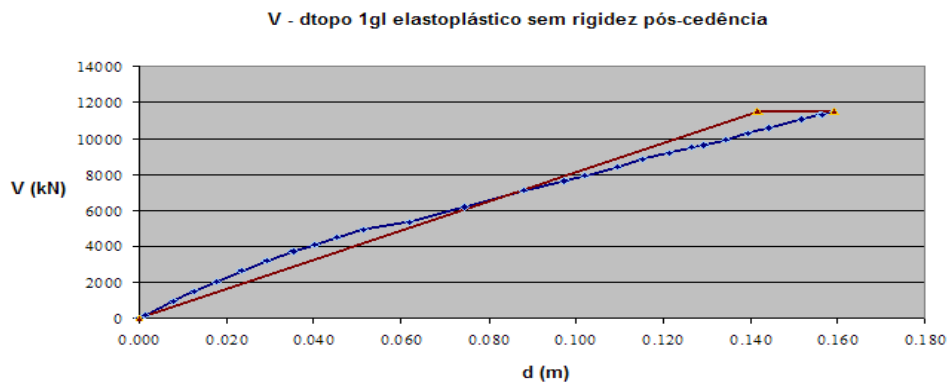


Figura 5.26 – Curva de capacidade do sistema de 1gl: analítica (azul); idealização bilinear sem rigidez pós-cedência (vermelho).

Através da Equação 5.8 calcula-se o período do sistema de 1GL equivalente, T^* . Na Tabela 5.7 apresentam-se os valores de F_y^* , d_y^* , F_u^* , d_u^* , T_y^* e T_x^* .

Tabela 5.7 – Valores de F_y^* , d_y^* , F_u^* , d_u^* , T_y^* e T_x^* para os diferentes casos de análise.

Distribuição	Exc	Direcção	Idealização Bilinear	F_y^* (kN)	d_y^* (m)	F_u^* (kN)	d_u^* (m)	T^* (seg,)
Modal	e ₁	Y	com rigidez pós-cedência	1638,00	0,028	1856,77	0,081	0,828
			sem rigidez pós-cedência	1856,80	0,038	1856,77	0,081	0,900
		X	com rigidez pós-cedência	4311,70	0,047	9153,00	0,153	0,654
			sem rigidez pós-cedência	9153,00	0,128	9153,00	0,153	0,742
	e ₂	Y	com rigidez pós-cedência	1679,80	0,027	1845,92	0,101	0,796
			sem rigidez pós-cedência	1845,90	0,036	1845,92	0,101	0,879
		X	com rigidez pós-cedência	4311,70	0,047	9153,00	0,153	0,654
			sem rigidez pós-cedência	9153,00	0,128	9153,00	0,153	0,742
Uniforme	e ₁	Y	com rigidez pós-cedência	1865,10	0,027	2159,75	0,080	0,759
			sem rigidez pós-cedência	2159,70	0,038	2159,75	0,080	0,835
		X	com rigidez pós-cedência	3859,50	0,036	11503,91	0,159	0,605
			sem rigidez pós-cedência	11503,90	0,142	11503,91	0,159	0,697
	e ₂	Y	com rigidez pós-cedência	1964,20	0,027	2145,77	0,101	0,743
			sem rigidez pós-cedência	2145,80	0,036	2145,77	0,101	0,814
		X	com rigidez pós-cedência	3859,50	0,036	11503,91	0,159	0,605
			sem rigidez pós-cedência	11503,90	0,142	11503,91	0,159	0,697

Sendo:

F_y^* – esforço transversal na base de cedência na aproximação bilinear da curva de capacidade do sistema de 1gl equivalente;

d_y^* – deslocamento no topo de cedência na aproximação bilinear da curva de

capacidade do sistema de 1gl equivalente;

F_u^* – esforço transversal na base último na aproximação bilinear da curva de capacidade do sistema de 1gl equivalente;

d_u^* – deslocamento no topo de cedência na aproximação bilinear da curva de capacidade do sistema de 1gl equivalente;

T^* – período do sistema de 1gl equivalente.

Pela observação da Tabela 5.7 é possível constatar que o período do sistema de 1gl equivalente é menor segundo X do que segundo Y, para todos os casos de análise. Ou seja, a frequência segundo X é maior do que Y. Este facto pode ser justificado por a maior dimensão dos pilares e dos núcleos estar orientado segundo a direcção X, conferindo maior inércia, rigidez e consequentemente frequência à estrutura segundo esta direcção.

Outro facto que se pode verificar na Tabela 5.7, é que os valores de cedência do corte basal e do deslocamento (F_y^* , d_y^*) para as aproximações bilineares da curva de capacidade do sistema de 1GL equivalente são em cada direcção menores na aproximação bilinear com rigidez pós-cedência do que na aproximação bilinear sem rigidez pós-cedência. Assim, em cada direcção, os valores dos períodos do sistema de 1gl equivalente são menores na aproximação bilinear com rigidez pós-cedência do que na aproximação bilinear sem rigidez pós-cedência. Este facto pode ser explicado da seguinte forma: na idealização bilinear sem rigidez pós-cedência, sugerida no método N2 e proposta no EC8, considera-se uma rigidez inicial inferior à rigidez do sistema de 1GL equivalente e portanto, inferior à rigidez da estrutura associada ao primeiro modo de vibração, ver da Figura 5.11 à Figura 5.26 (rigidez = declive da curva). Assim, a curva bilinear idealizada afasta-se da curva analítica do sistema de 1gl equivalente, tendo características dinâmicas diferentes. Vai ser deste modo um sistema menos rígido, com uma frequência mais baixa ou seja, com um período mais alto.

De facto, a idealização bilinear com rigidez pós-cedência, apresenta uma rigidez inicial mais próxima da curva analítica do que a aproximação bilinear sem rigidez pós-cedência, ver da Figura 5.11 à Figura 5.26 (rigidez = declive da curva). Deste modo as características dinâmicas estão melhor aproximadas.

5.8. Desempenho sísmico de um sistema de 1GL equivalente

O deslocamento objectivo para um comportamento elástico, d_e^* , é calculado a partir da Equação 5.9.

O deslocamento objectivo do sistema de 1GL equivalente é denominado de d_t^* .

Para o sismo 1, o período do sistema de 1GL (T^*) para todos os casos de análise é superior ao

T_c do sismo 1 ($T_c = 0,35$ seg.). Assim sendo, considera-se que o período do sistema de 1GL pertence à gama de períodos médios e longos (ver Equação 5.13), e $d_t^* = d_e^*$.

Para o sismo 2, para uma distribuição modal quando as forças estão aplicadas segundo Y com uma excentricidade igual a $e1$, e para uma aproximação bilinear sem rigidez pós-cedência, o período do sistema de 1GL ($T_y^* = 0,900368$ seg.) é superior ao T_c do sismo 2 ($T_c = 0,9000$ seg.). Deste modo, $d_t^* = d_e^*$.

Para os restantes casos de análise e para a acção do sismo 2, os períodos dos sistemas de 1gl equivalentes são inferiores ao T_c do sismo 2 ($T_c = 0,90$ seg.). Deste modo considera-se que o período do sistema de 1GL pertence à gama de períodos baixos. Agora é necessário verificar se a estrutura apresenta um comportamento elástico ou um comportamento inelástico (ver Tabela 5.1). Se a estrutura apresentar um comportamento elástico o deslocamento objectivo calcula-se através da Equação 5.10. Se apresentar um comportamento inelástico o deslocamento objectivo calcula-se através da Equação 5.11, sendo que q_u se calcula a partir da Equação 5.12 e $d_t^* \geq d_e^*$. Na Tabela 5.8 apresenta-se a classificação da estrutura (comportamento elástico ou inelástico) para os diferentes casos de análise.

Tabela 5.8 – Comportamento da estrutura para os diferentes casos de análise.

Dist.	Exc.	Dir	Idealização Bilinear	F*/m*	S _{ae} (T*)	Comportamento	qu	d _e *	d _t * (Equação 5.11)	d _t * adotado
Modal	e ₁	Y	com rigidez pós-cedência	1,62	4,00	inelástico	2,463	0,073	0,070	0,073
		X	com rigidez pós-cedência	4,31	4,00	elástico	-	0,04	-	0,043
			sem rigidez pós-cedência	9,14	4,00	elástico	-	0,06	-	0,056
	e ₂	Y	com rigidez pós-cedência	1,67	4,00	inelástico	2,402	0,064	0,067	0,067
			sem rigidez pós-cedência	1,83	4,00	inelástico	2,186	0,078	0,078	0,078
		X	com rigidez pós-cedência	4,31	4,00	elástico	-	0,04	-	0,043
			sem rigidez pós-cedência	9,14	4,00	elástico	-	0,06	-	0,056
	Uniforme	e ₁	Y	com rigidez pós-cedência	1,85	4,00	inelástico	2,163	0,058	0,061
sem rigidez pós-cedência				2,14	4,00	inelástico	1,868	0,071	0,071	0,071
X			com rigidez pós-cedência	3,86	4,00	inelástico	1,037	0,037	0,038	0,038
			sem rigidez pós-cedência	11,49	4,00	elástico	-	0,05	-	0,049
e ₂		Y	com rigidez pós-cedência	1,95	4,00	inelástico	2,054	0,056	0,058	0,058
			sem rigidez pós-cedência	2,13	4,00	inelástico	1,880	0,067	0,067	0,067
		X	com rigidez pós-cedência	3,86	4,00	inelástico	1,037	0,037	0,038	0,038
			sem rigidez pós-cedência	11,49	4,00	elástico	-	0,05	-	0,049

Na Tabela 5.9 apresentam-se os deslocamentos objetivos do sistema de 1GL equivalente para os diversos casos de análise.

Tabela 5.9 – Deslocamentos objectivos do sistema de 1gl equivalente para os diversos casos de análise.

Distribuição	Exc.	Direcção	Idealização Bilinear	d [*] _t	
				Sismo 1	Sismo 2
Modal	e ₁	Y	com rigidez pós-cedência	0,050	0,073
			sem rigidez pós-cedência	0,054	0,082
		X	com rigidez pós-cedência	0,039	0,043
			sem rigidez pós-cedência	0,044	0,056
	e ₂	Y	com rigidez pós-cedência	0,048	0,067
			sem rigidez pós-cedência	0,053	0,078
		X	com rigidez pós-cedência	0,039	0,043
			sem rigidez pós-cedência	0,044	0,056
Uniforme	e ₁	Y	com rigidez pós-cedência	0,045	0,061
			sem rigidez pós-cedência	0,050	0,071
		X	com rigidez pós-cedência	0,036	0,038
			sem rigidez pós-cedência	0,042	0,049
	e ₂	Y	com rigidez pós-cedência	0,044	0,058
			sem rigidez pós-cedência	0,049	0,067
		X	com rigidez pós-cedência	0,036	0,038
			sem rigidez pós-cedência	0,042	0,049

A ductilidade disponível é calculada a partir da Equação 5.16, e a ductilidade exigida pela Equação 5.17.

$$\text{Ductilidade disponível} = \Delta_{\text{topo, colapso}} / \Delta_{\text{topo, cedência}} \quad \text{Equação 5.16}$$

Sendo,

$\Delta_{\text{topo colapso}}$ – deslocamento de topo da curva de capacidade correspondente ao colapso da estrutura de ngl;

$\Delta_{\text{topo cedência}}$ - deslocamento de topo da curva de capacidade correspondente à cedência da estrutura de ngl.

$$\text{Ductilidade exigida} = d_t^* / d_y^* \quad \text{Equação 5.17}$$

d_t^* - deslocamento objectivo do sistema de 1GL equivalente;

d_y^* - deslocamento de cedência do sistema de 1GL equivalente obtido na idealização bilinear.

Na Tabela 5.10 apresentam-se as ductilidades disponíveis e as ductilidades exigidas para os casos de análise. A partir da análise da Tabela 5.10 pode-se concluir o seguinte:

- O nível de acção sísmica poderia ser aumentada uma vez que para todos os casos de análise a ductilidade exigida é inferior à ductilidade disponível.
- Segundo a direcção X, e como esperado, a ductilidade exigida é inferior à ductilidade exigida segundo Y, para cada tipo de distribuição com uma determinada excentricidade e com uma determinada idealização bilinear.
- A ductilidade exigida para o sismo 2 é maior do que para o sismo 1 para todos os casos de análise, o que leva a concluir que o sismo 2 é o sismo condicionante, *i.e.* o sismo a considerar em dimensionamento.
- Para uma determinada distribuição aplicada com uma determinada excentricidade e segundo uma determinada direcção, é possível observar que a ductilidade exigida é inferior para uma idealização bilinear sem rigidez pós-cedência do que para uma idealização bilinear com rigidez pós-cedência.
- Para uma determinada excentricidade e para uma determinada direcção, independentemente do tipo de aproximação bilinear, a ductilidade disponível para uma distribuição modal é inferior à ductilidade disponível para uma distribuição uniforme.
- A diferença entre a ductilidade disponível e a exigida é menor segundo Y do que segundo X para um determinado tipo de carregamento aplicado com uma determinada excentricidade e com uma determinada idealização bilinear.
- A diferença entre a ductilidade disponível e a exigida é menor para uma idealização bilinear com rigidez pós-cedência do que para uma idealização bilinear sem rigidez pós-cedência para um determinado tipo de carregamento aplicado com uma determinada excentricidade e segundo uma determinada direcção.

Tabela 5.10 – Ductilidade disponível e ductilidade exigida para os diversos casos de análise.

Distribuição	Exc.	Direção	Idealização Bilinear	Ductilidade disponível	Ductilidade exigida	
					Sismo 1	Sismo 2
Modal	e ₁	Y	com rigidez pós-cedência	2,77	1,76	2,59
			sem rigidez pós-cedência		1,43	2,17
		X	com rigidez pós-cedência	2,65	0,84	0,93
			sem rigidez pós-cedência		0,35	0,44
	e ₂	Y	com rigidez pós-cedência	3,55	1,78	2,52
			sem rigidez pós-cedência		1,47	2,19
		X	com rigidez pós-cedência	2,65	0,84	0,93
			sem rigidez pós-cedência		0,35	0,44
Uniforme	e ₁	Y	com rigidez pós-cedência	2,99	1,68	2,27
			sem rigidez pós-cedência		1,32	1,87
		X	com rigidez pós-cedência	3,11	1,01	1,05
			sem rigidez pós-cedência		0,29	0,35
	e ₂	Y	com rigidez pós-cedência	3,88	1,63	2,15
			sem rigidez pós-cedência		1,36	1,88
		X	com rigidez pós-cedência	3,11	1,01	1,05
			sem rigidez pós-cedência		0,29	0,35

5.9. Desempenho sísmico da estrutura

O deslocamento objectivo da estrutura (*Target Displacement*) é obtido a partir da Equação 5.14.

Apresentam-se na Tabela 5.11 e na Tabela 5.12, para o sismo 1 e 2 respectivamente, os deslocamentos objectivos da estrutura para os diferentes casos de análise. Apresentam-se igualmente os valores dos deslocamentos objectivos da estrutura multiplicados por 1,5 como recomendado no EC8.

Tabela 5.11 – Deslocamentos do topo da estrutura para o sismo1.

	Caso	Exc.	Idealização bilinear	Target displacement		Target displacement x 1,5	
				Δy (m)	Δx (m)	Δy (m)	Δx (m)
Sismo1	Modal	e1	com rig pós-ced.	0,069	0,055	0,104	0,082
			sem rig pós-ced.	0,075	0,062	0,113	0,093
	Uniforme	e1	com rig pós-ced.	0,064	0,051	0,095	0,076
			sem rig pós-ced.	0,070	0,059	0,105	0,088
	Modal	e2	com rig pós-ced.	0,067	0,055	0,100	0,082
			sem rig pós-ced.	0,073	0,062	0,110	0,093
	Uniforme	e2	com rig pós-ced.	0,062	0,051	0,093	0,076
			sem rig pós-ced.	0,068	0,059	0,102	0,088

Tabela 5.12 – Deslocamentos do topo da estrutura para o sismo2.

	Caso	Exc.	Idealização bilinear	Target displacement		Target displacement x 1,5	
				Δy (m)	Δx (m)	Δy (m)	Δx (m)
Sismo2	Modal	e1	com rig pós-ced.	0,102	0,061	0,153	0,091
			sem rig pós-ced.	0,115	0,078	0,172	0,117
	Uniforme	e1	com rig pós-ced.	0,086	0,053	0,128	0,079
			sem rig pós-ced.	0,099	0,069	0,148	0,104
	Modal	e2	com rig pós-ced.	0,094	0,061	0,141	0,091
			sem rig pós-ced.	0,109	0,078	0,164	0,117
	Uniforme	e2	com rig pós-ced.	0,082	0,053	0,122	0,079
			sem rig pós-ced.	0,094	0,069	0,141	0,104

A partir da análise da Tabela 5.11 e da Tabela 5.12, é possível tirar as seguintes conclusões:

- Para um determinado sismo, para uma determinada distribuição aplicada com uma determinada excentricidade e com uma determinada idealização bilinear, o deslocamento objectivo da estrutura é maior segundo Y (correspondente à frequência fundamental da estrutura do que segundo X (associado ao segundo modo de vibração). Esta diferença é mais significativa para o sismo 2 (sismo condicionante apenas para o período, ou frequência, fundamental) do que para o sismo 1.
- Para uma determinada distribuição de forças com uma determinada excentricidade segundo uma determinada direcção e com uma determinada idealização bilinear, o deslocamento objectivo é maior para o sismo 2 do que para o sismo 1. Este facto leva-nos a concluir que o sismo 2 é o sismo condicionante na estrutura em estudo. De facto, o período fundamental (primeiro modo = modo condicionante) da estrutura está um pouco acima da intersecção dos dois espectros sendo portanto o sismo 2 o sismo condicionante para a estrutura.
- Para um determinado sismo, segundo uma determinada direcção aplicado com uma determinada excentricidade e para uma determinada idealização bilinear, o deslocamento objectivo é maior para uma distribuição modal do que para uma distribuição uniforme.
- Para um determinado sismo, para um determinado tipo de carregamento segundo uma determinada direcção e aplicado com uma determinada excentricidade, o deslocamento de topo da estrutura é maior para uma idealização bilinear sem rigidez pós-cedência do que para uma idealização bilinear com rigidez pós-cedência. De facto, a idealização bilinear sem rigidez pós-cedência é bem mais conservativa apresentando valores de deslocamentos do topo da estrutura superiores.
- Para um determinado sismo, para uma determinada distribuição de forças segundo Y e para uma determinada idealização bilinear, é possível concluir que as forças aplicadas com uma excentricidade e1 provocam maiores deslocamentos objectivos. Este facto é justificado por a excentricidade e1 levar a que o ponto de aplicação da força esteja mais afastado do centro de rigidez do piso do que a excentricidade e2. Deste modo os efeitos torsionais são maiores, aumentando os valores de deslocamento. Quando a

força está aplicada segundo X, a excentricidade e1 e e2 levam aos mesmos resultados pois a distância dos pontos de aplicação correspondentes ao centro de rigidez do piso é semelhante provocando os mesmos efeitos de torção.

Com base nos resultados apresentados é possível dizer que o sismo 2 é o sismo condicionante e que a idealização bilinear com rigidez pós-cedência será a mais adequada. Pode-se também concluir que as forças aplicadas segundo a direcção Y com uma excentricidade e1 são mais condicionantes. As forças aplicadas segundo X provocam os mesmos efeitos na estrutura quer estejam com uma excentricidade e1 ou e2.

Os deslocamentos interpisos obtidos pela análise estática não linear para uma distribuição modal e para uma distribuição uniforme (para o sismo 2, para uma idealização bilinear com rigidez pós-cedência e aplicados com uma excentricidade e1), para o deslocamento objectivo obtido e para este valor multiplicado por 1,5, e os deslocamentos interpisos obtidos a partir da análise dinâmica linear (análise modal) para o sismo 2, estão apresentados na Tabela 5.13, Tabela 5.14 e Tabela 5.15. A Figura 5.27, a Figura 5.28, a Figura 5.29 e a Figura 5.30 representam graficamente estes resultados. É importante referir que os deslocamentos interpisos obtidos pela análise estática não linear foram calculados com a combinação SRSS (raíz quadrada da soma dos quadrados) para as duas direcções estudadas (direcção X e direcção Y).

Tabela 5.13 – Deslocamentos interpisos para a análise modal para o sismo 2.

Deslocamentos interpisos	Análise modal			
	Ux (m)	Deslocamento relativo máximo/hpiso (%)	Uy (m)	Deslocamento relativo máximo/hpiso (%)
1-2	0,010	0,363	0,010	0,36
2-3	0,010	0,351	0,010	0,35
3-4	0,009	0,336	0,009	0,33
4-5	0,009	0,320	0,009	0,31

Tabela 5.14 – Deslocamentos interpisos para a análise *pushover* para os *target displacements* calculados para o sismo 2.

Deslocamentos interpisos	Distribuição modal			
	Ux (m)	Deslocamento relativo máximo/hpiso (%)	Uy (m)	Deslocamento relativo máximo/hpiso (%)
1-2	0,010	0,363	0,010	0,36
2-3	0,010	0,352	0,010	0,35
3-4	0,009	0,337	0,009	0,34
4-5	0,009	0,321	0,009	0,31

Deslocamentos interpisos	Distribuição uniforme			
	Ux (m)	Deslocamento relativo máximo/hpiso (%)	Uy (m)	Deslocamento relativo máximo/hpiso (%)
1-2	0,010	0,364	0,010	0,359
2-3	0,010	0,352	0,010	0,350
3-4	0,009	0,338	0,009	0,339
4-5	0,009	0,321	0,009	0,315

Tabela 5.15 – Deslocamentos interpisos para a análise *pushover* para os *target displacements* x 1,5 calculados para o sismo 2.

Deslocamentos interpisos	Distribuição modal 150%			
	Ux (m)	Deslocamento relativo máximo/hpiso (%)	Uy (m)	Deslocamento relativo máximo/hpiso (%)
1-2	0,014	0,515	0,014	0,513
2-3	0,014	0,514	0,014	0,491
3-4	0,013	0,476	0,014	0,487
4-5	0,013	0,463	0,013	0,477

Deslocamentos interpisos	Distribuição uniforme 150%			
	Ux (m)	Deslocamento relativo máximo/hpiso (%)	Uy (m)	Deslocamento relativo máximo/hpiso (%)
1-2	0,015	0,550	0,014	0,515
2-3	0,014	0,489	0,014	0,495
3-4	0,013	0,480	0,014	0,491
4-5	0,013	0,464	0,013	0,479

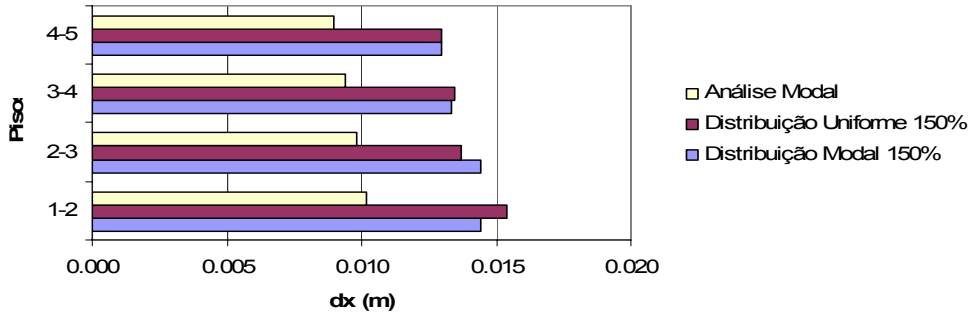


Figura 5.27 – Deslocamentos interpisos segundo X para o *target displacement* x 150%.

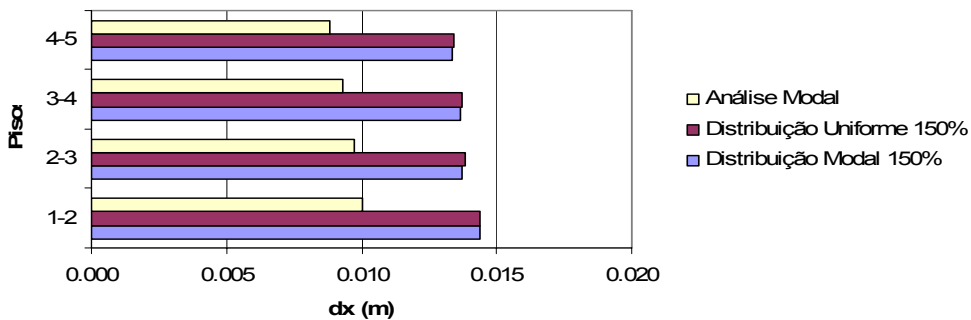


Figura 5.28 – Deslocamentos interpisos segundo Y para o *target displacement* x 150%.

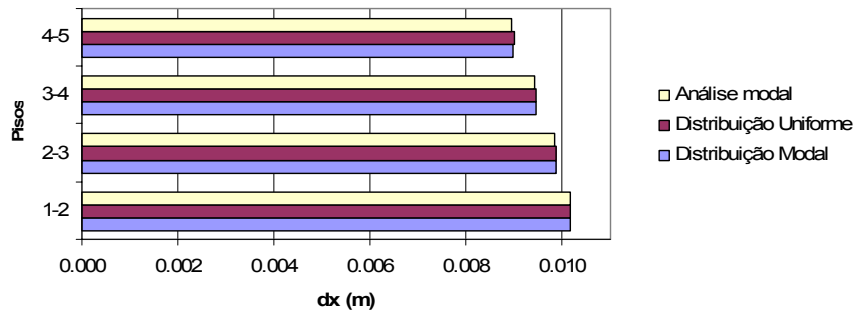


Figura 5.29 – Deslocamentos interpisos segundo X para o *target displacement*.

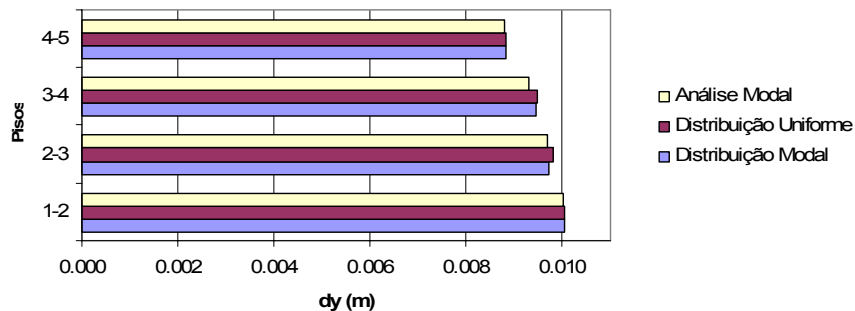


Figura 5.30 – Deslocamentos interpisos segundo Y para o *target displacement*.

Pela análise destas tabelas e das figuras é possível concluir que os deslocamentos interpisos estão mais próximos dos obtidos através da análise dinâmica linear para os valores do deslocamento objectivo não multiplicados por 1,5. De facto, a recomendação do EC8 em

multiplicar os deslocamentos por 1,5 poderá ser um pouco conservativa.

Deste modo, para a análise de esforços bem como dos deslocamentos interpisos e sua comparação com os valores obtidos para as outras análises efectuadas, vão-se utilizar os deslocamentos objectivo calculados para o sismo 2, com uma excentricidade e1, com uma idealização bilinear com rigidez pós-cedência e não multiplicados por 1,5. Para estes casos, apresentam-se da Figura 5.31 à Figura 5.34 o estado da estrutura no instante em que se atinge o deslocamento objectivo correspondente respectivo.

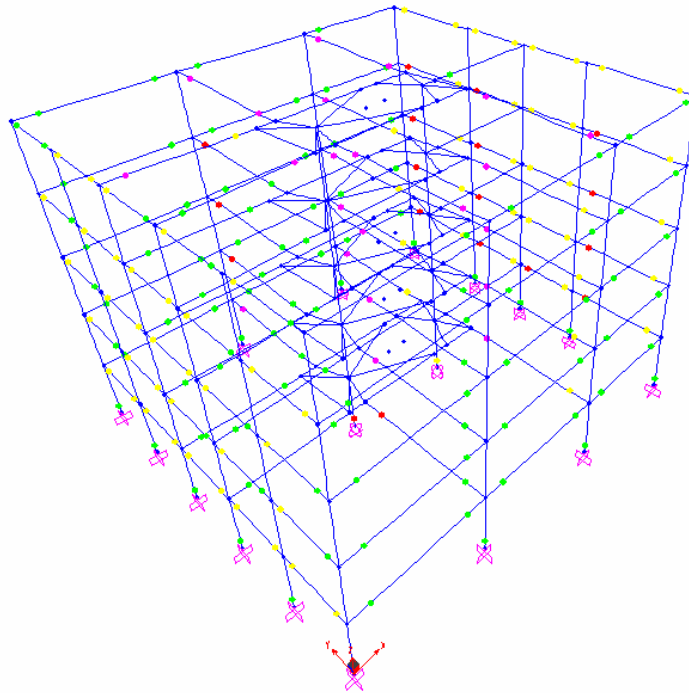


Figura 5.31 – Distribuição modal com excentricidade e1 e idealização bilinear com rigidez pós cedência, $\Delta y = 0,102\text{m}$, $V_y = 2591,807\text{kN}$.

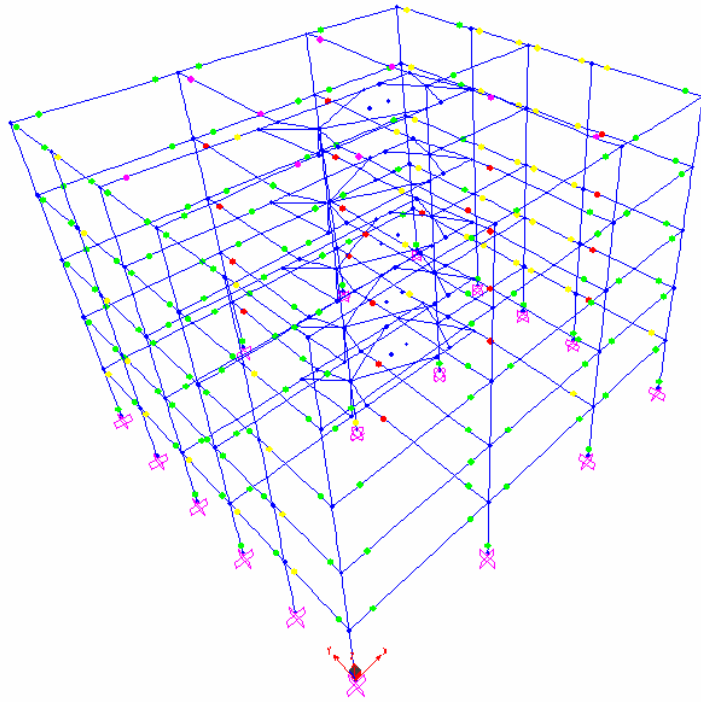


Figura 5.32 – Distribuição uniforme com excentricidade e_1 e idealização bilinear com rigidez pós cedência, $\Delta y = 0,086\text{m}$, $V_y = 2972,98\text{kN}$.

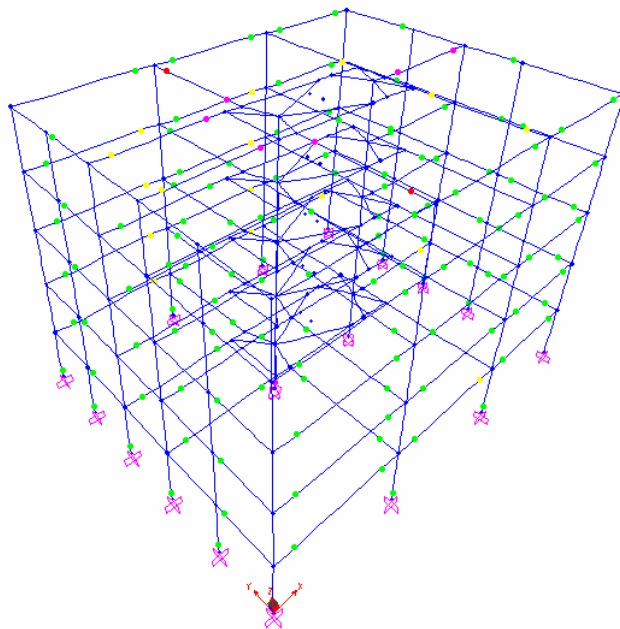


Figura 5.33 – Distribuição modal com excentricidade e_1 e idealização bilinear com rigidez pós cedência, $\Delta x = 0,061\text{m}$, $V_x = 5214,1504\text{kN}$.

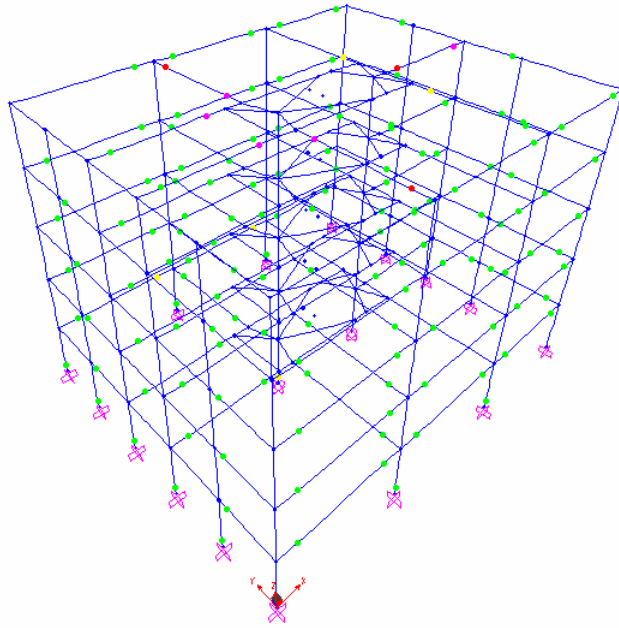


Figura 5.34 – Distribuição uniforme com excentricidade e_1 e idealização bilinear com rigidez pós cedência, $\Delta x = 0,053\text{m}$, $V_x = 5367,3403\text{kN}$.

É possível observar nas figuras acima apresentadas, que as rótulas plásticas se formam nas vigas e não nos pilares. De facto, só existe formação de rótulas plásticas na base dos pilares e na base dos núcleos de escadas e de elevadores. Este cenário era expectável uma vez que vem de encontro aos objectivos do dimensionamento da estrutura por capacidades resistentes. Ao dimensionar a estrutura por este método teve-se como objectivo a formação de pilar forte – viga fraca, o que se veio a confirmar.

6. Análises dinâmicas não lineares

6.1. Introdução

A modelação adequada do comportamento não linear de estruturas, quando sujeitas à acção sísmica, obtém-se quando se recorre a análises dinâmicas não lineares. No entanto, estas análises são ainda bastante complexas quando comparadas com as vulgarmente utilizadas em projecto, devido a diferentes factores:

- O comportamento não linear dos elementos estruturais é modelado com elementos de plasticidade concentrada ou distribuída, que descrevam fenómenos como a degradação de rigidez, resistência e efeito de aperto (“*pinching*”). Estes modelos só serão bem definidos se o utilizador conhecer bem os fenómenos a modelar e fornecer adequadamente todos os valores de *input* necessários à sua caracterização;
- O valor de amortecimento, que se define a partir do amortecimento de Rayleigh (como se descreve posteriormente, neste capítulo), vai depender das características dinâmicas da estrutura que condiciona a sua resposta;
- Os acelerogramas que definem a acção sísmica nas análises dinâmicas não lineares têm que ser escolhidos e têm que ser compatíveis com o espectro de resposta regulamentar;
- A dispersão de resultados obtidos, resultantes do comportamento não linear das estruturas, justifica a necessidade de utilizar diferentes acelerogramas (segundo o EC8 deverão ser três, no mínimo) e, por conseguinte, têm de se realizar diferentes análises no domínio do tempo. Os resultados finais serão a média dos resultados obtidos para cada acelerograma;
- O tipo de análise, passo a passo, justifica a necessidade de definir com cuidado o passo de integração, função das características dinâmicas da estrutura e da variabilidade da acção sísmica. É importante utilizar meios computacionais mais potentes mas, mesmo assim, estas análises conduzem sempre a tempos de cálculo superiores às restantes análises.

Atendendo à complexidade do método, em relação aos outros disponíveis e propostos nos regulamentos sísmicos, este procedimento é frequentemente utilizado como uma ferramenta de verificação dos resultados obtidos com os outros métodos.

6.1.1. Modelos de elementos estruturais

Para simular o comportamento de elementos de betão armado podem ser utilizados modelos

de plasticidade concentrada ou modelos de plasticidade distribuída. Os modelos de plasticidade concentrada podem ser de dois tipos: modelo com componentes em paralelo, ou modelo com componentes em série. Esquemáticamente existem assim, os seguintes tipos de modelos:

- Modelos de plasticidade concentrada
 - Modelos de plasticidade distribuída
- Modelo com componentes em paralelo

Modelo com componentes em série

O modelo de plasticidade distribuída é o único capaz de representar o alastramento da inelasticidade e é o que modela mais adequadamente o efeito do esforço normal. Como desvantagens, este modelo exige um cálculo pesado e apresenta o aparecimento de momentos desequilibrados em fatias intermédias. No exemplo estudado neste capítulo optou-se pela utilização de modelos de plasticidade distribuída.

Nos modelos de plasticidade concentrada com componentes em série, o comportamento elástico linear ocorre ao longo do elemento e o comportamento inelástico concentra-se nas extremidades deste, em zonas com um comprimento designado por comprimento de rótula plástica (Figura 6.1).

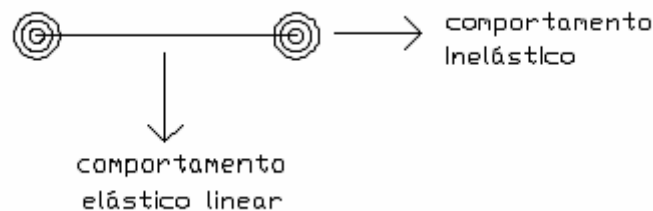


Figura 6.1 – Modelo de plasticidade concentrada com componentes em série.

6.1.2. Amortecimento

Quando uma estrutura está sujeita a uma acção dinâmica, as suas características de amortecimento baseiam-se em forças de amortecimento em todos os graus de liberdade da estrutura, dependentes das velocidades desses graus de liberdade. A matriz de amortecimento C obtém-se através de uma combinação linear das matrizes de massa M e de rigidez K da estrutura – amortecimento de Rayleigh - Equação 6.1.

$$C = \alpha M + \beta K \quad \text{Equação 6.1}$$

Para um sistema de um grau de liberdade tem-se $\xi = c/c_c = c/(2mp)$, sendo que p é a frequência angular do sistema, definida pela seguinte equação:

$$p = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Equação 6.2

Então,

$$\xi = (1/2) (\alpha/p + \beta p)$$

Equação 6.3

A relação expressa na Equação 6.3 está graficamente representada na Figura 6.2.

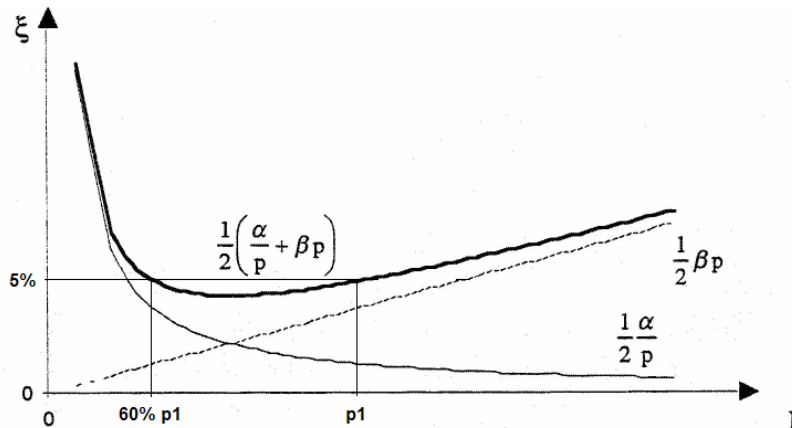


Figura 6.2 – Relação entre as constantes α e β e o factor de amortecimento ξ .

Em regime não linear a rigidez K da estrutura pode ser considerada igual a 30% da rigidez K em regime linear, o que corresponde a uma frequência angular fundamental do sistema igual a 60% da frequência angular fundamental em regime elástico linear.

6.1.3. Definição do método de integração numérica

Os métodos de integração passo-a-passo permitem considerar a variação de rigidez e do amortecimento ao longo do tempo, respeitando o comportamento fisicamente não linear. A integração passo-a-passo é realizada de forma a satisfazer as equações de equilíbrio dinâmico incrementalmente para que, no final de cada incremento, o equilíbrio seja mantido e o deslocamento, a velocidade e a aceleração sejam usados como condições iniciais do incremento seguinte. Estes métodos de integração são classificados em explícitos e implícitos. O Método das diferenças centrais é dos métodos explícitos mais conhecidos. Quanto aos métodos implícitos são de destacar o Método Wilson- θ e o Método de Newmark [Chopra, 1995].

Como os métodos implícitos são incondicionalmente estáveis, a dimensão do intervalo de integração é escolhida não por causa dos problemas de instabilidade numérica mas sim por causa da precisão dos resultados. O intervalo de integração sugerido nalguma literatura [Bento e Lopes, 1999] quando se utiliza o Método de Newmark é de $T_1/100$, sendo que T_1 é o período fundamental da estrutura.

6.2. Caso de Estudo - Edifício SPEAR

6.2.1. Apresentação da Estrutura

A estrutura que se estuda neste capítulo é denominada de edifício SPEAR e faz parte do Projecto Europeu SPEAR (*Seismic Performance Assessment and Rehabilitation*). Esta estrutura foi dimensionada por Fardis [2002] e representa uma simplificação de um edifício de três pisos característica da construção antiga na Grécia e na região Mediterrânica, ver Figura 6.3, tendo sido projectada sem dimensionamento sísmico específico. A estrutura foi apenas dimensionada para a acção de cargas gravíticas utilizando-se os regulamentos de betão armado em vigor na Grécia entre os anos de 1954 e 1995 bem como as práticas e materiais de construção utilizados neste país nos anos 70. A configuração estrutural é típica de uma construção sem resistência sísmica desse período, ver Figura 6.3.

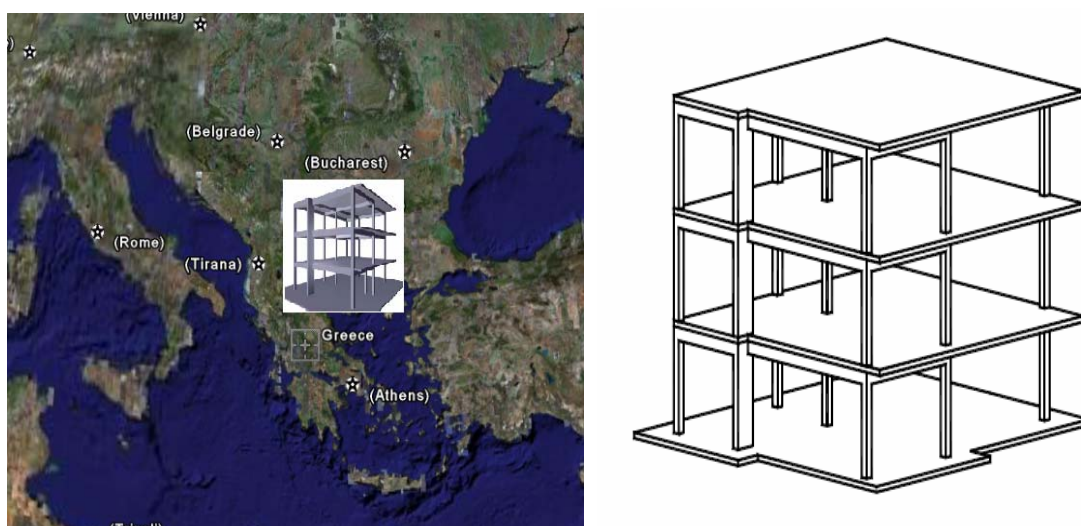


Figura 6.3 - Edifício característico da construção antiga na zona do Mediterrâneo (Sul da Europa).

As dimensões em planta e em alçado da estrutura são apresentadas na Figura 6.4 e na Figura 6.5 respectivamente. O edifício apresenta um pé direito de 3 m e a altura das vigas é de 0,50 m. Os pilares têm uma altura livre de 2,5 m entre vigas. As dimensões do pilar C6 (ver Figura 6.4) são de $0,75 \times 0,25 \text{ m}^2$ tendo os restantes pilares as dimensões de $0,25 \times 0,25 \text{ m}^2$. Por simplificação não se consideraram escadas nem paredes de alvenaria no modelo do edifício.

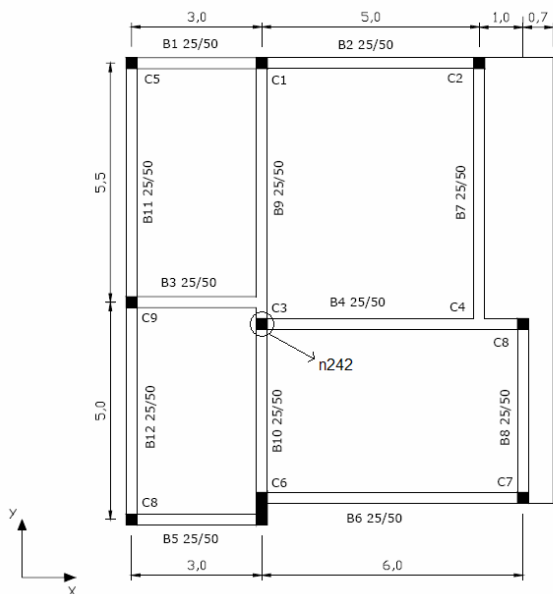


Figura 6.4 – Planta da estrutura [m] e localização do nó n242.

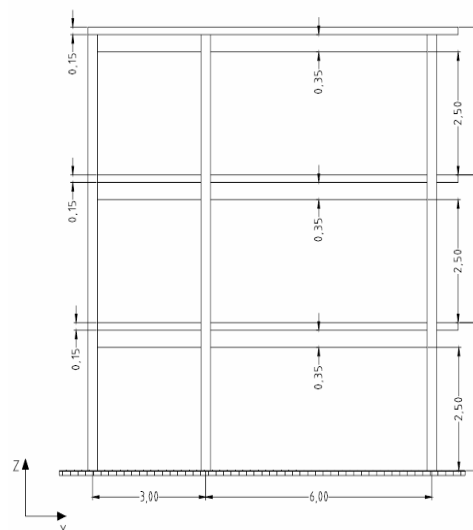


Figura 6.5 – Alçado da estrutura [m] [Massena, 2004].

A tensão de rotura do betão utilizado no dimensionamento foi de $f_c = 25$ MPa e a tensão de cedência do aço foi de $f_y = 320$ Mpa. As cargas utilizadas no dimensionamento foram de $0,5$ kN/m² para acabamentos e de 2 kN/m² para sobrecargas. As lajes são maciças e apresentam uma espessura de $0,15$ m. A armadura das lajes é em geral constituída por varões lisos com 8 mm de diâmetro e espaçamento de 200 mm. Os pilares são armados com varões longitudinais lisos com 12 mm de diâmetro e com cintas de 8 mm de diâmetro que fecham num ângulo de 90° , não se prolongando para dentro dos nós (Figura 6.6).

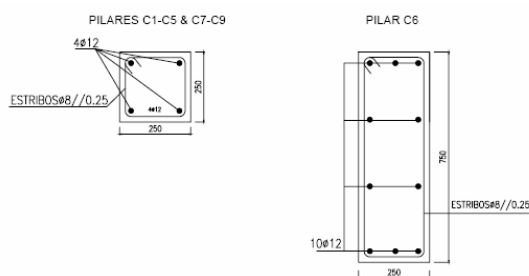


Figura 6.6 – Secção e pormenorização dos pilares [mm] [Massena, 2004].

A armadura de uma viga tipo está representada na Figura 6.7 e na Figura 6.8. Os estribos das vigas são constituídos por varões com 8 mm de diâmetro amarrados através de ganchos com um ângulo de 90° . Para reforçar a armadura existente em algumas vigas sujeitas a maiores carregamentos, utilizaram-se varões de maior diâmetro.

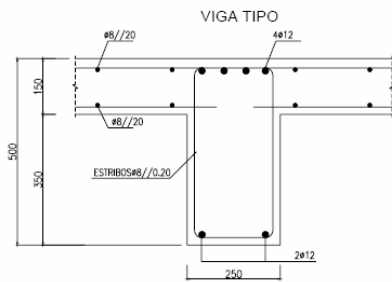


Figura 6.7 – Secção e pormenorização de uma viga tipo [mm] [Massena, 2004].

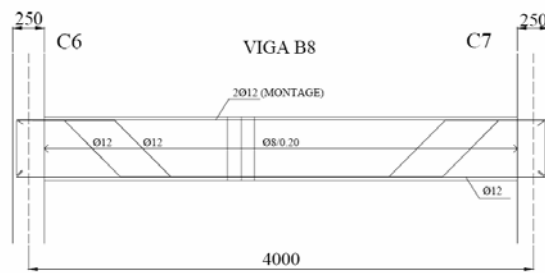


Figura 6.8 – Alçado da viga B8 [mm] [Massena, 2004].

A descrição mais detalhada da estrutura pode ser encontrada em diversas publicações como por exemplo em Stratan e Fajfar [2002]. As principais deficiências da estrutura em estudo são: pilares muito esbeltos com secção transversal inferior às das vigas o que pode conduzir à formação de mecanismos de piso; utilização de varões lisos; armaduras longitudinais nos apoios dispostas para resistirem apenas às cargas gravíticas (momentos negativos) não contemplando outro tipo de solicitações; armaduras longitudinais inclinadas nas vigas que se tornam ineficientes no caso de mudança de sinal do esforço transversal como acontece na acção sísmica; irregularidade em planta; ausência de armadura de esforço transversal na zona de ligação pilar-viga (zona de formação de rótulas plásticas).

6.2.2. Modelo analítico da estrutura

6.2.2.1. Programa de cálculo

Utilizou-se para o estudo deste edifício o programa de cálculo automático *Seismostruct* [Antoniou, Pinho, 2003]. Este *software* está vocacionado para análises estáticas e dinâmicas não lineares.

Este programa consegue calcular deslocamentos de pórticos actuados por acções estáticas ou dinâmicas, tendo em conta a não linearidade geométrica e o comportamento fisicamente não linear dos materiais.

É possível modelar a propagação do comportamento não linear ao longo do comprimento dos elementos e na profundidade das secções – modelo de plasticidade distribuída (modelo de fibras).

A resposta não linear bem como a carga de colapso de pórticos com qualquer configuração, podem ser calculadas com precisão devido à estabilidade numérica dos algoritmos utilizados e ao rigor nos elevados níveis de deformação.

6.2.2.2. Modelação dos elementos

O programa de cálculo *SeismoStruct* permite modelar o comportamento de flexão não linear

dos elementos de um pórtico tridimensional através da utilização dos elementos viga-pilar denominados *infrm*. Estes elementos têm em conta a não linearidade geométrica e o comportamento fisicamente não linear do material.

A secção é subdividida em fibras individuais, através das quais se realiza a integração da resposta não linear uniaxial do material, obtendo-se o estado de tensão-deformação das secções nestes elementos. Com este procedimento tem-se em conta o avanço da plasticidade na secção do elemento. Na Figura 6.9 apresenta-se uma representação esquemática de um modelo de fibras de uma secção de betão armado. Mesmo para níveis de não linearidade mais elevados, a distribuição da não linearidade do material é assegurada se se utilizar um número suficiente de fibras (100-300 numa análise tridimensional).

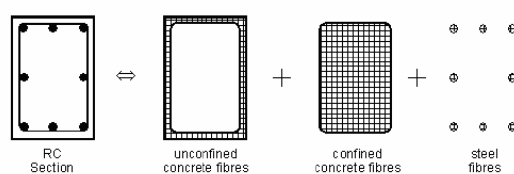


Figura 6.9 – Discretização de uma secção de betão armado – modelo de fibras [Antoniou, Pinho, 2003].

A propagação da rótula plástica através do comprimento do elemento nos elementos viga-pilar obtém-se a partir da formulação cúbica não linear proposta por Izzuddin [1991]. Utilizam-se dois pontos de Gauss por elemento para realizar a integração numérica das equações Izzuddin. Os resultados obtidos com o programa *SeismoStruct* referem-se sempre aos pontos de Gauss e não às extremidades dos elementos. Na Figura 6.10 representa-se um elemento com a respectiva localização dos pontos de Gauss. É importante referir que a não linearidade geométrica é considerada automaticamente no *SeismoStruct*.

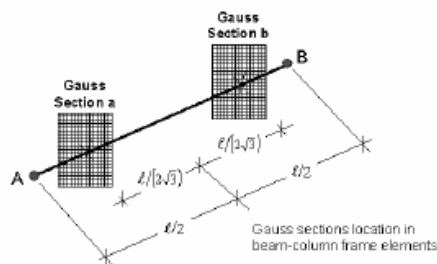


Figura 6.10 – Localização dos pontos de Gauss num elemento [Antoniou, Pinho, 2003].

6.2.2.3. Modelação dos materiais

O comportamento do betão foi simulado utilizando um modelo não linear com confinamento uniaxial constante que tem por base a relação constitutiva de Mander et al. [1988] que foi mais tarde modificada por Martinez-Rueda e Elnashai [1997]. O modelo sugerido por Mander et al. apresenta uma relação constitutiva para elementos de betão armado confinados sujeitos a um

carregamento cíclico axial. Este modelo segue as orientações da formulação de Karsan e Jirsa [1996], apresentando uma envolvente diferente e algumas modificações para ter em conta o efeito do confinamento. Este modelo peca pela falta de estabilidade numérica o que pode levar a problemas de convergência se for utilizado um programa não linear com elementos com modelos de fibras. O modelo de Martinez-Rueda e Elnashai por seu lado, garante de um modo mais eficiente a convergência porque é mais estável e porque tem em conta o aumento da degradação da rigidez e resistência devido aos efeitos cíclicos. Os parâmetros pedidos pelo programa para a definição do modelo de comportamento do betão são: a tensão de compressão, f_c ; a tensão de tracção, f_t ; a extensão máxima, ϵ_c ; e o factor de confinamento, k_c , que é calculado dividindo a tensão de compressão do betão confinado pela tensão de compressão do betão não confinado, $k = f'_{cc}/f'_{co}$. Na Figura 6.11 e na Figura 6.12 representam-se o modelo de comportamento não linear do betão.

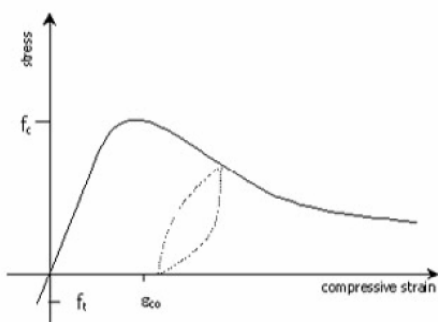


Figura 6.11 – Modelo de comportamento não linear do betão com confinamento [Seonh-Hon, Elnashai, 2002].

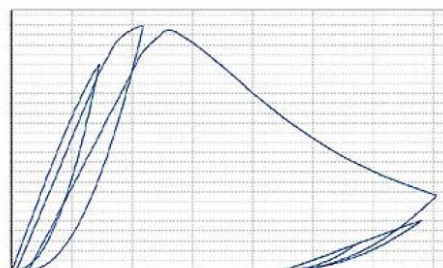


Figura 6.12 – Comportamento histerético do betão (modelo não linear com confinamento constante) [Antoniou, Pinho, 2003].

O modelo de comportamento do aço é um modelo elastoplástico bilinear com endurecimento cinemático. Os parâmetros necessários para a definição do modelo são: o módulo de elasticidade, E_s ; a tensão de cedência, f_y ; e um parâmetro de endurecimento μ , que se obtém dividindo o módulo de elasticidade pós-cedência (E_{sp}) pelo módulo de elasticidade inicial (E_s). Na Figura 6.13 e na Figura 6.14 apresenta-se o modelo utilizado.

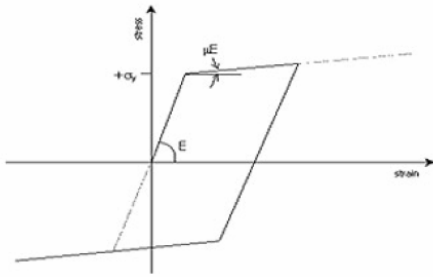


Figura 6.13 – Modelo elastoplástico bilinear com endurecimento cinemático [Seong-Hoon, Elnashai, 2002].

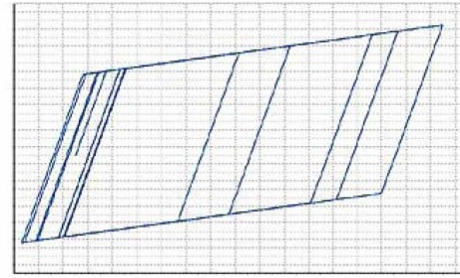


Figura 6.14 – Comportamento histerético do aço (modelo elastoplástico bilinear com endurecimento cinemático) [Antoniou, Pinho, 2003].

A utilização dos valores característicos das propriedades dos materiais na avaliação de edifícios existentes é demasiado conservativo, por isso consideraram-se os valores médios das propriedades dos materiais neste estudo. A tensão de rotura característica do betão à compressão, f_{ck} , é de 25 MPa. Os valores médios considerados foram os seguintes: a tensão de compressão f_c é de 33 MPa, a tensão de tracção f_t considera-se praticamente igual a zero (0,0000001 MPa), a extensão máxima ϵ_c é igual a 0,002 e o factor de confinamento k_c é igual a 1,0. O aço utilizado foi o FeB32K (do mercado italiano), cujos valores característicos são: 315 MPa, para a tensão mínima de cedência; 360 MPa, para a tensão média; 450 MPa, para a tensão última de cedência; e 20,6 GPa para o módulo de elasticidade. Os valores médios das propriedades do aço foram obtidos a partir de ensaios experimentais no laboratório ELSA em ISPRA como vem referido em [Massena, 2004] e apresentados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Resultados experimentais de Ispra, Itália [Seong-Hoon, Elnashai, 2002].

\varnothing varões (mm)	Tensão de cedência f_y (MPa)	Tensão última f_u (MPa)	Extensão de cedência ϵ_y ($\mu\epsilon$)	Extensão última ϵ_u ($\mu\epsilon$)	Módulo de elasticidade Inicial E_1 (MPa)	Módulo de elasticidade pós-cedência E_2 (MPa)	$\mu=E_2/E_1$ (parâmetro de endurecimento)
8	467,00	583,67	0,00227	0,131	20,6	903,5	0,0044
12	458,67	570,33	0,00223	0,174	20,6	650,0	0,0032
20	376,67	567,33	0,00183	0,168	20,6	1146,7	0,0056

6.2.2.4. Modelação estrutural

A estrutura foi modelada utilizando-se as dimensões médias. Para simular de uma forma mais precisa a transferência de esforços entre os elementos estruturais causados pela descontinuidade entre elementos, ver Figura 6.15, foram usados troços rígidos no pilar C6

(0,25x0,75 m²).

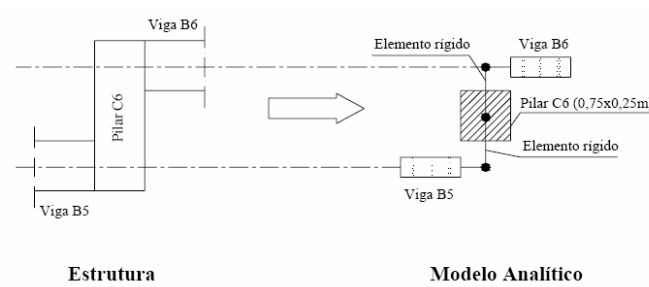


Figura 6.15 – Modelação da descontinuidade do pilar C6 [Massena, 2004].

A contribuição da laje para a resistência e rigidez das vigas foi tida em conta através da consideração da largura efectiva de vigas em T, calculadas utilizando o proposto no EC8.

O *Seismostruct* não permite modelar lajes, por isso, para simular o efeito de piso rígido, utilizaram-se barras rígidas com elevada rigidez axial, e rigidez à flexão e torção nulas (as barras só transmitem esforço axial).

6.2.2.5. Massas e carregamento

Consideraram-se as seguintes cargas verticais aplicadas na estrutura: o peso próprio do betão armado foi considerado como sendo de 25 kN/m³; o peso do revestimento foi considerado igual a 0,5 kN/m²; e as sobrecargas foram consideradas iguais a 2 kN/m².

As massas foram colocadas nos nós de ligação viga-pilar.

A posição dos centros de massa e da massa de cada piso estão representados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Centros de massa e massa de cada piso.

	Centro de massa	Massa
Pisos 1 e 2	x = 4,53 m y = 5,29 m	65,5 ton
Cobertura	x = 4,57 m y = 5,33 m	64,1 ton

A estrutura SPEAR é irregular em planta, podendo ser observado esquematicamente o seu centro de massa (CM) e o seu centro de rigidez (CR) na Figura 6.16.

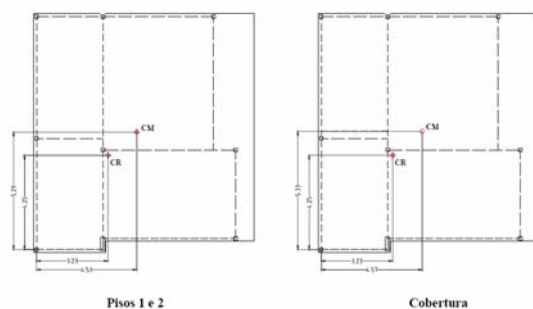


Figura 6.16 – Representação em planta do centro de massa e do centro de rigidez da estrutura [m] [Massena, 2004].

6.2.3. Características dinâmicas da estrutura

Os períodos, as frequências e os factores de participação modal da estrutura são apresentados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Períodos, Frequências e Factores de participação modal.

Modo	Período (seg.)	Frequência (Hz)	[Ux]	[Uy]	[Uz]	Massa modal efectiva X (%)	Massa modal efectiva Y (%)	Massa modal efectiva acumulada X (%)	Massa modal efectiva acumulada Y (%)
1	0,62	1,60	10,845	-3,888	0,001	60,29	7,75	60,29	7,75
2	0,53	1,90	7,123	9,045	-0,039	26,01	41,94	86,30	49,69
3	0,45	2,24	-2,682	8,266	-0,069	3,69	35,03	89,99	84,72
4	0,22	4,61	-3,374	1,191	-0,022	5,84	0,73	95,83	85,45
5	0,18	5,61	2,258	2,601	0,076	2,61	3,47	98,44	88,91
6	0,15	6,87	-1,013	-1,159	-0,075	0,53	0,69	98,97	89,60
7	0,14	7,03	-1,066	3,654	0,205	0,58	6,85	99,55	96,45
8	0,12	8,55	0,926	1,147	-0,003	0,44	0,67	99,99	97,12
9	0,08	12,57	-0,120	2,362	-0,341	0,01	2,86	100,00	99,98
10	0,07	13,59	-0,002	0,085	8,847	0,00	0,00	100,00	99,99

Como é possível observar, a frequência fundamental da estrutura é 1,60 Hz.

Os modos de vibração estão representados na Figura 6.17.

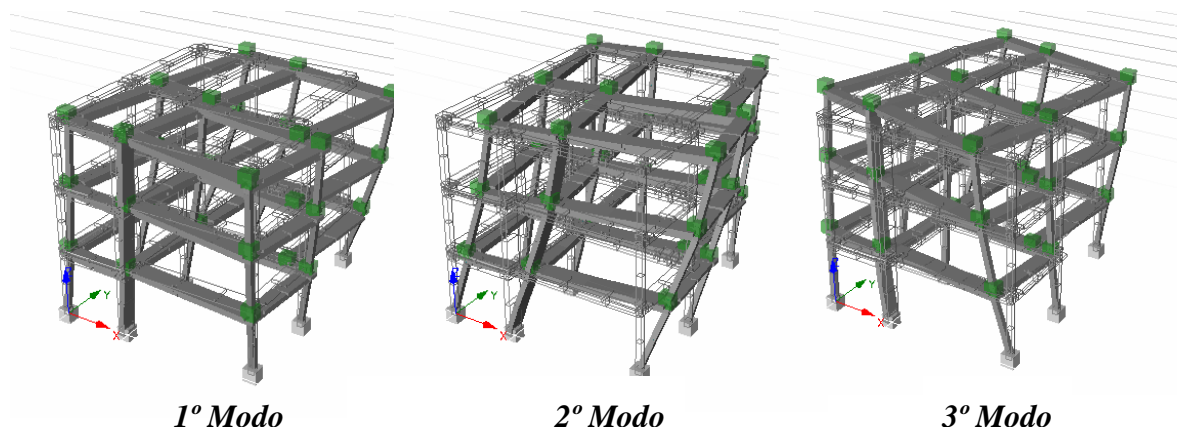


Figura 6.17 – Modos de vibração.

Como se pode observar na Tabela 6.3, os três primeiros modos de vibração apresentam frequências próximas. Em todos os modos, os movimentos de translação são sempre acompanhados por movimentos de torção. Apesar de tudo, o primeiro modo é um modo de translação mobilizando essencialmente a maior percentagem da massa segundo a direcção X. O terceiro modo é também de translação mobilizando a maior parte da massa segundo a direcção Y. O segundo modo é um modo de torção mobilizando 26,01% da massa segundo a direcção X e 41,94% segundo a direcção Y.

O pilar C6 apresenta a maior dimensão segundo a direcção Y conferindo assim maior inércia e rigidez à estrutura nesta direcção. Deste modo se explica que a vibração segundo Y apresente uma frequência mais elevada do que segundo X.

6.2.4. Análise Estática Não Linear (*Pushover*)

Realizaram-se análises estáticas não lineares do edifício SPEAR em cada uma das direcções X e Y (representadas na Figura 6.4), fazendo depois uma combinação quadrática simples (SRSS) dos resultados obtidos em cada direcção. É importante referir que todo o procedimento das análises estáticas não lineares, utilizado nesta secção, está explicado em pormenor no capítulo 5.

Utilizaram-se dois padrões de forças: uma distribuição modal e uma distribuição uniforme, como está esquematicamente representado na Figura 6.18.

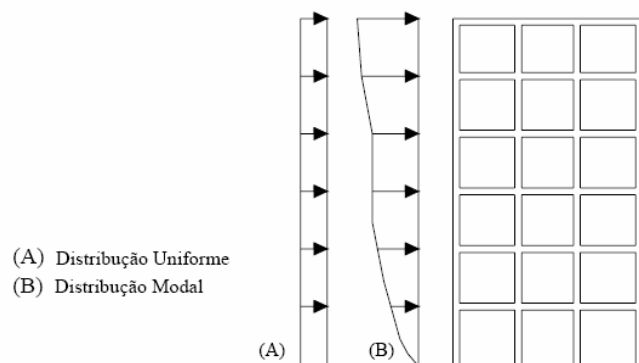


Figura 6.18 – Padrões de força utilizados.

Uma das limitações destas análises é a sua aplicação a estruturas assimétricas, como é o caso do edifício em estudo, e a caracterização precisa da distribuição de forças.

Neste estudo as forças distribuíram-se pelos pórticos proporcionalmente à massa de cada pórtico, conforme está representado na Figura 6.19.

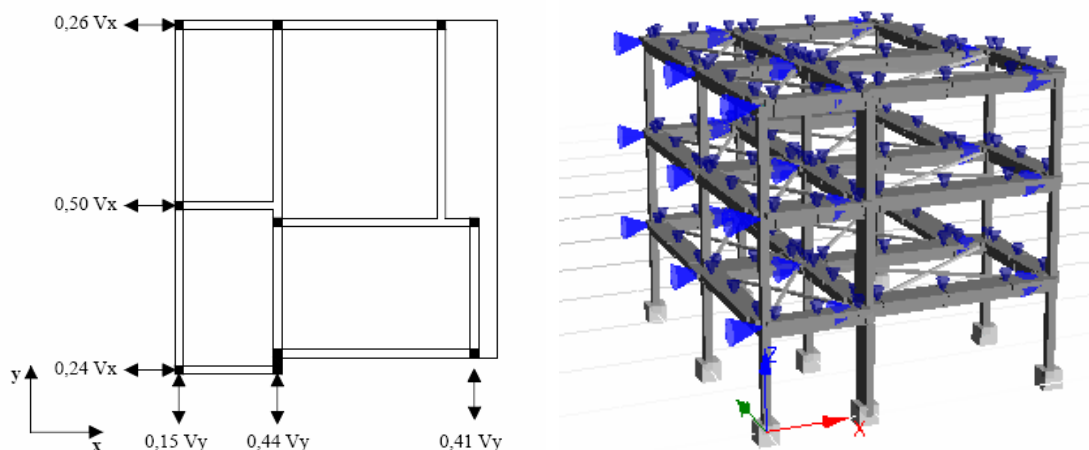


Figura 6.19 – Distribuição de forças nos pórticos da estrutura.

6.2.4.1. Curvas de Capacidade Resistente

Obtiveram-se as curvas de capacidade para os diferentes padrões de força utilizados e para as duas direcções. A curva de capacidade resistente caracteriza a estrutura e representa a relação entre o corte basal e o deslocamento do centro de massa do último piso. Para o edifício em estudo escolheu-se o nó n242 (ver Figura 6.4) pois é o que está mais próximo do centro de massa do último piso. As curvas obtidas estão representadas na Figura 6.20.

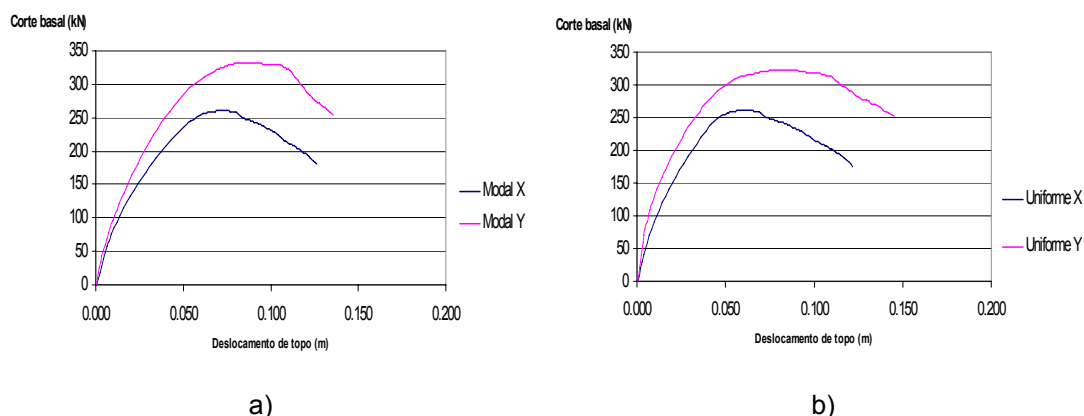


Figura 6.20 – Curvas de capacidade da estrutura: a) Distribuição modal de forças ; b) Distribuição uniforme de forças.

Com base nas curvas de capacidade resistente representadas na figura anterior, é possível concluir que a estrutura apresenta, como esperado, maior resistência e rigidez segundo a direcção Y do que segundo a direcção X. Esta característica pode ser justificada pelo facto de o pilar C6 (pilar alongado) apresentar a maior dimensão segundo a direcção Y, conferindo à estrutura maior rigidez e resistência nesta direcção.

Também se pode dizer que para a mesma direcção o carregamento uniforme conduziu a curvas de capacidade envolventes. Isto é, para o mesmo valor de esforço de corte basal a distribuição modal de forças conduz a um deslocamento de topo superior, o mesmo é dizer que a distribuição uniforme de forças conduz a maiores valores de esforço transversal na base para iguais valores de deslocamento de topo.

É importante referir que a estrutura passa a funcionar como um mecanismo a partir do momento em que a curva de capacidade inicia a sua trajectória descendente. A representação da parte descendente da curva prende-se apenas com procedimentos numéricos.

6.2.4.2. Deslocamento objectivo

O deslocamento objectivo foi calculado segundo o Eurocódigo 8 (capítulo 5).

As características do espectro do EC8 utilizado são apresentadas na Tabela 6.4:

Tabela 6.4 – Características do espectro do EC8 utilizado.

Tipo	1
ag	0,2g
η	1
S	1
T_B (s)	0,2
T_C (s)	0,6
T_D (s)	2
ξ	0,05
g (m/s ²)	9,8

É importante referir que se considerou um nível de aceleração do solo (a_g) igual a 0,2g. O espectro de resposta está representado na Figura 6.21. O espectro no formato aceleração-deslocamento espectral utilizado no procedimento está representado na Figura 6.22.

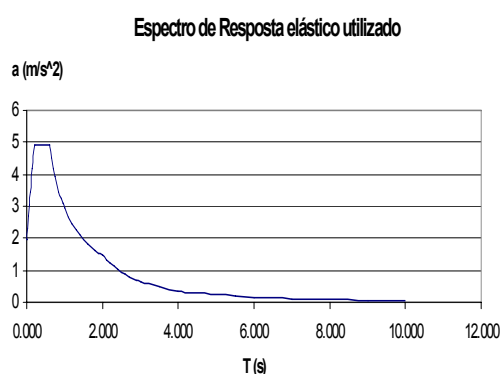


Figura 6.21 – Espectro de resposta elástico.

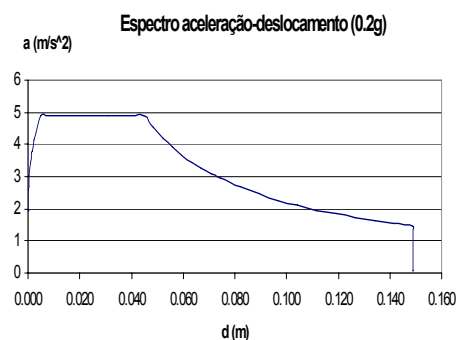


Figura 6.22 – Espectro de resposta elástico no formato aceleração-deslocamento.

Na Tabela 6.5 apresenta-se o valor obtido para o factor de transformação para um sistema de 1 grau de liberdade equivalente e para as duas direcções em estudo.

Tabela 6.5 – Factores de transformação Γ .

	1º modo (X)	2º modo (Y)
$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i$	142,548	130,786
$\sum m_i \cdot \Phi_i^2$	115,636	103,521
Γ	1,233	1,263

As curvas de capacidade do sistema de 1 grau de liberdade equivalente (1gl) e as respectivas idealizações bilineares com rigidez pós-cedência (r.p.c.) e elastoplástica perfeita (i.e. sem rigidez pós-cedência s.r.p.c.) para as duas direcções e para os diferentes casos de carga são apresentadas na Figura 6.23, Figura 6.24, Figura 6.25 e Figura 6.26. A idealização bilinear correspondente à rigidez pós-cedência diferente de zero foi definida admitindo que o primeiro

troço, correspondente à fase elástica, tem uma rigidez igual à rigidez inicial do modelo. O processo de idealização bilinear está explicado no Anexo B.

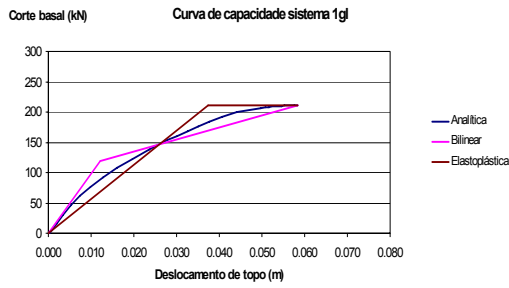


Figura 6.23 – Curva de capacidade do sistema de 1 gl equivalente para a distribuição modal segundo X.

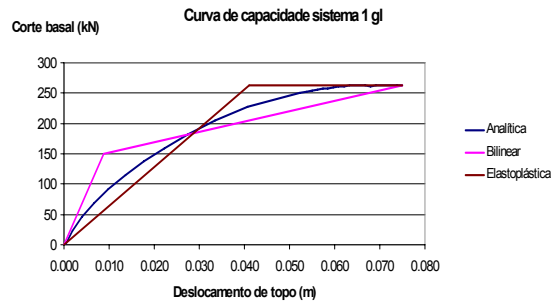


Figura 6.24 – Curva de capacidade do sistema de 1 gl equivalente para a distribuição modal segundo Y.

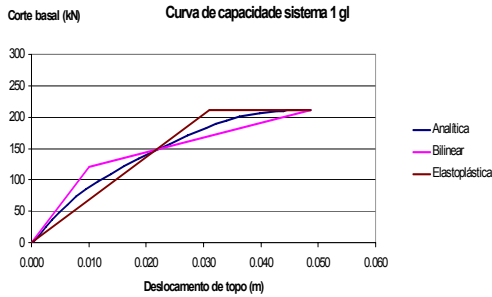


Figura 6.25 – Curva de capacidade do sistema de 1 gl equivalente para a distribuição uniforme segundo X.

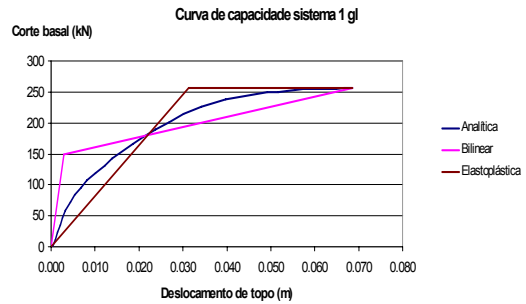


Figura 6.26 – Curva de capacidade do sistema de 1 gl equivalente para a distribuição uniforme segundo Y.

Na Tabela 6.6 apresentam-se as características destas curvas para o sistema de 1gl equivalente bem como o respectivo período T^* .

Tabela 6.6 – Valores das idealizações das curvas de capacidade do sistema de 1gl equivalente e respectivos períodos.

Distribuição	Direcção	Idealização Bilinear	F_y^* (kN)	d_y^* (m)	F_u^* (kN)	d_u^* (m)	T^* (seg.)
Modal	X	c.r.p.s.	119,629	0,012	211,044	0,058	0,756
		s.r.p.c.	211,044	0,037	211,044	0,058	0,999
	Y	c.r.p.s.	150,567	0,009	263,805	0,075	0,549
		s.r.p.c.	263,805	0,041	263,805	0,075	0,895
Uniforme	X	c.r.p.s.	120,464	0,010	211,692	0,049	0,685
		s.r.p.c.	211,692	0,031	211,692	0,049	0,909
	Y	c.r.p.s.	149,599	0,003	255,822	0,069	0,314
		s.r.p.c.	255,822	0,031	255,822	0,069	0,795

Sendo:

- F_y^* – esforço transversal de cedência do sistema de 1gl equivalente;
- d_y^* – deslocamento de cedência do sistema de 1gl equivalente;
- F_u^* – esforço transversal último do sistema de 1gl equivalente;
- d_u^* – deslocamento último do sistema de 1gl equivalente;
- T^* – período do sistema de 1gl equivalente.

A partir da Tabela 6.6 é possível tirar as seguintes conclusões:

- O período do sistema de 1gl equivalente é menor segundo Y do que segundo X, ou, de forma equivalente, segundo a direcção Y a frequência é maior. Este facto, já esperado, justifica-se porque o pilar C6 apresenta a maior dimensão segundo a direcção Y conferindo maior inércia, rigidez e por conseguinte maior frequência à estrutura segundo esta direcção;
- Os valores de F_y^* e d_y^* e do período do sistema de 1gl equivalente são menores em cada direcção e para cada tipo de carregamento para a idealização bilinear com rigidez pós-cedência do que para a idealização elasto-plástica perfeita.

Na Figura 6.27 representa-se graficamente como se calcula o deslocamento objectivo do sistema de 1gl equivalente (ver capítulo 5).

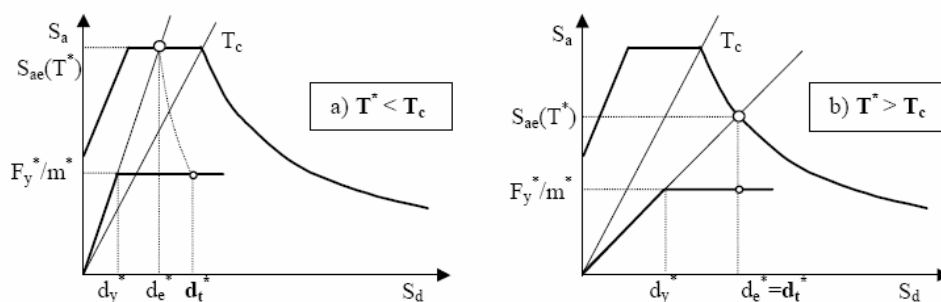


Figura 6.27 – Determinação do deslocamento objectivo do sistema de 1 GL equivalente para:
a) Períodos baixos; b) Períodos médios ou longos.

Na Tabela 6.7 e Tabela 6.8 apresentam-se os diferentes valores obtidos no método para determinar o desempenho sísmico da estrutura (como referido c.r.p.c. representa rigidez pós-cedência e s.r.p.c. sem rigidez pós-cedência). Na Tabela 6.8 d_t^* representa o deslocamento objectivo do sistema de 1gl equivalente e d_t representa o deslocamento objectivo da estrutura. O significado dos outros parâmetros presentes na Tabela 6.7 e na Tabela 6.8 está descrito no capítulo 5.

Tabela 6.7 – Desempenho sísmico do sistema de 1gl equivalente e da estrutura (parte1).

Distribuição	Direcção	Idealização Bilinear	$T^*(s)$	Tipo de período	F_y^*/m^* (m/s ²)	$S_{ae}(T^*)(m/s^2)$
Modal	X	c.r.p.c.	0,756	Médio e Longo	0,839	3,889
		s.r.p.c.	0,999	Médio e Longo	1,481	2,944
	Y	c.r.p.c.	0,549	Baixo	1,151	4,900
		s.r.p.c.	0,895	Médio e Longo	2,017	3,284
Uniforme	X	c.r.p.c.	0,685	Médio e Longo	0,845	4,294
		s.r.p.c.	0,909	Médio e Longo	1,485	3,237
	Y	c.r.p.c.	0,314	Baixo	1,144	4,900
		s.r.p.c.	0,795	Médio e Longo	1,956	3,699

Tabela 6.8 – Desempenho sísmico do sistema de 1gl equivalente e da estrutura (parte2).

Distribuição	Direcção	Idealização Bilinear	Comportamento	q_u	d_e^* (m)	d_t^* (m)	d_t (m)
Modal	X	c.r.p.c.	Inelástico	4,634	0,056	0,056	0,0695
		s.r.p.c.	Inelástico	1,988	0,074	0,074	0,0917
	Y	c.r.p.c.	Inelástico	4,256	0,037	0,040	0,0506
		s.r.p.c.	Elástico	1,628	0,067	0,067	0,0843
Uniforme	X	c.r.p.c.	Inelástico	5,081	0,051	0,051	0,0630
		s.r.p.c.	Inelástico	2,179	0,068	0,068	0,0835
	Y	c.r.p.c.	Inelástico	4,284	0,012	0,021	0,0263
		s.r.p.c.	Inelástico	1,891	0,059	0,059	0,0748

A partir da análise da Tabela 6.7 e Tabela 6.8 é possível tecer os seguintes comentários:

- O deslocamento objectivo da estrutura é maior segundo X do que segundo Y para as duas distribuições de forças e para as duas idealizações bilineares. Isto é justificado pelo facto da estrutura apresentar menor período, maior frequência, logo maior rigidez segundo a direcção Y, como referido;
- O deslocamento objectivo da estrutura é maior para uma idealização bilinear elastoplástica perfeita do que para uma idealização bilinear com rigidez pós-cedência, para as duas direcções e para os dois tipos de carregamento considerados;
- O deslocamento objectivo da estrutura é maior para uma distribuição de forças modal do que para uma distribuição uniforme de forças, para as duas direcções e para os dois tipos de idealização bilinear;

6.2.5. Análise Dinâmica Não Linear

6.2.5.1. Acelerogramas

Na análise dinâmica não linear e para a definição da acção sísmica foram considerados 6 pares de acelerogramas. Cada par é constituído por duas componentes horizontais ortogonais de aceleração, uma componente longitudinal e uma componente transversal (Figura 6.28). O EC8 preconiza a aplicação de um mínimo de 3 acelerogramas logo, neste trabalho, esta recomendação foi cumprida.

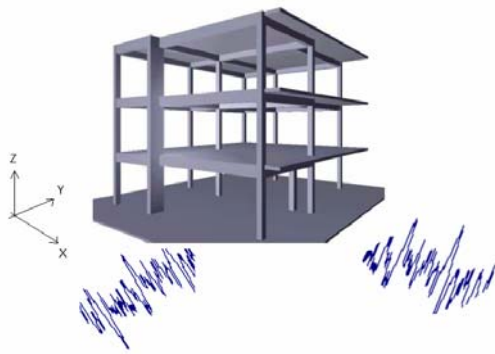


Figura 6.28 – Aplicação de acelerogramas à estrutura.

Foram utilizados 3 pares de acelerogramas artificiais gerados com o programa de cálculo Gosca [Denoël, V., 2001], que será descrito na secção seguinte, a partir do espectro de resposta do EC8 utilizado ($a_g = 0,2g$), representado na Figura 6.21. Os acelerogramas artificiais gerados bem como os respectivos espectros compatíveis são apresentados da Figura 6.29 à Figura 6.34.

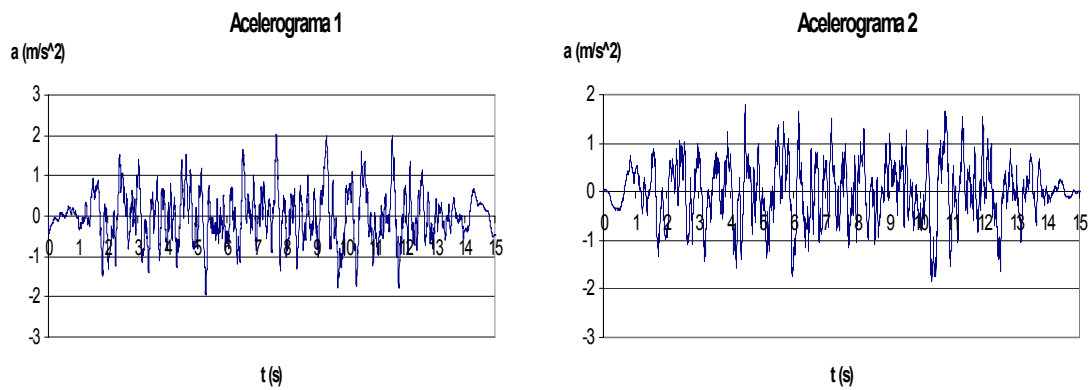


Figura 6.29 – Primeiro par de acelerogramas artificiais: acelerograma 1 aplicado segundo a direcção X e acelerograma 2 aplicado segundo a direcção Y.

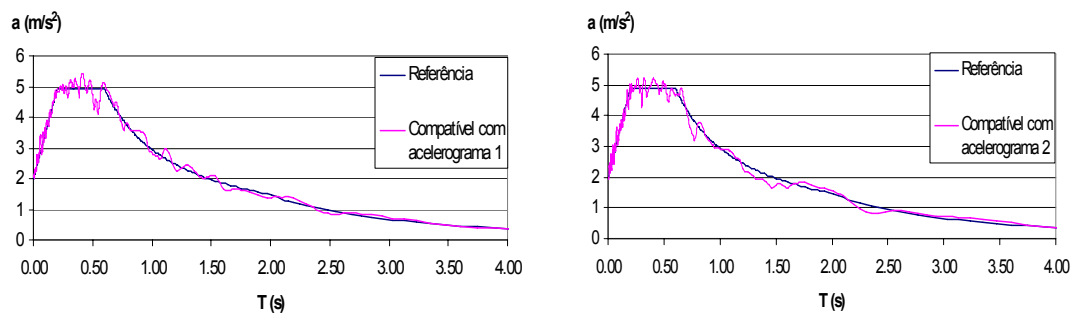


Figura 6.30 – Espectro de referência vs. Espectros compatíveis com os acelerogramas 1 e 2.

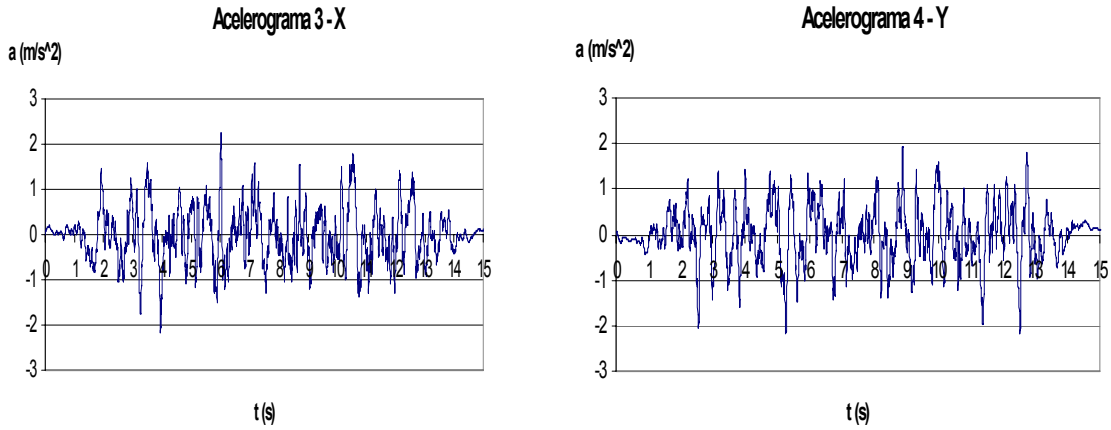


Figura 6.31 – Segundo par de acelerogramas artificiais: acelerograma 3 aplicado segundo a direcção X e acelerograma 4 aplicado segundo a direcção Y.

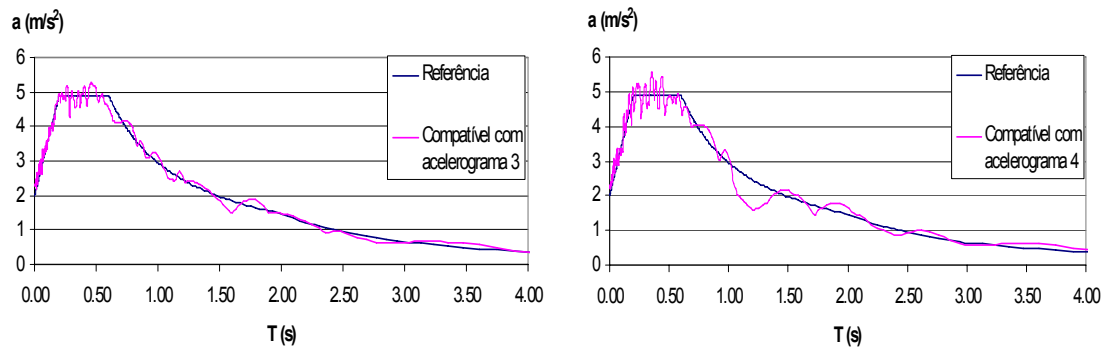


Figura 6.32 – Espectro de referência vs. Espectros compatíveis com os acelerogramas 3 e 4.

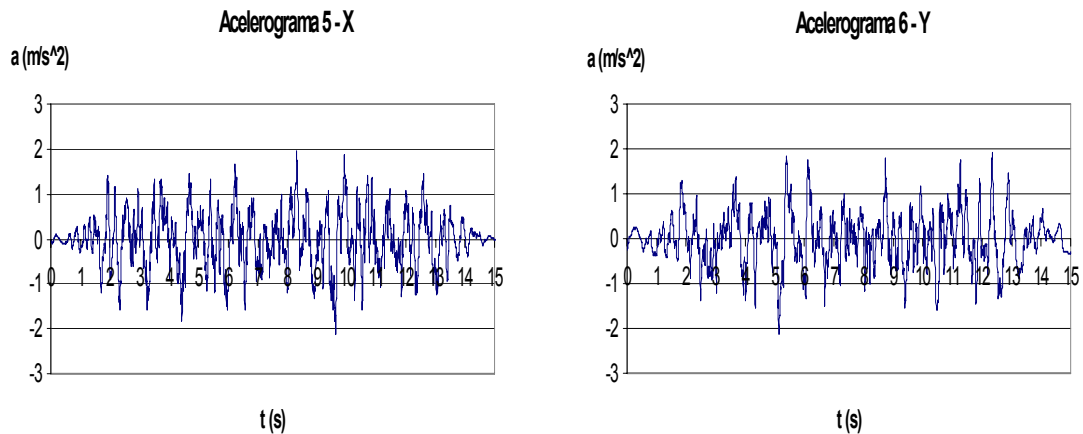


Figura 6.33 – Terceiro par de acelerogramas artificiais: acelerograma 5 aplicado segundo a direcção X e acelerograma 6 aplicado segundo a direcção Y.

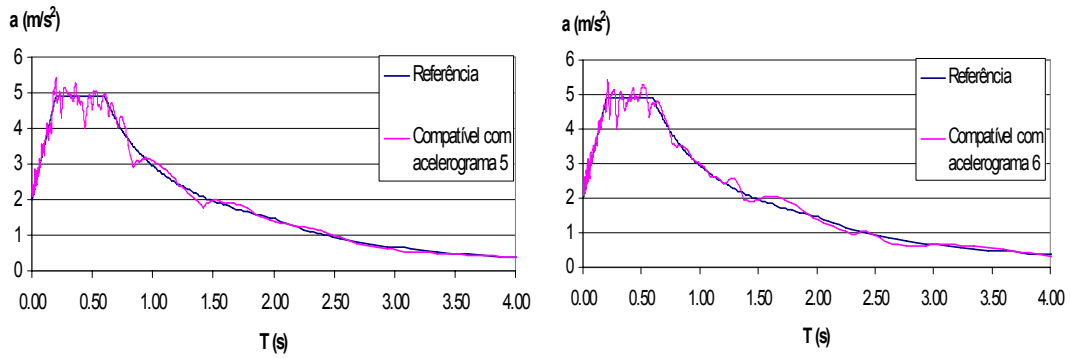


Figura 6.34 – Espectro de referência vs. Espectros compatíveis com os acelerogramas 5 e 6.

Foram também utilizados 3 pares de acelerogramas semi-artificiais gerados no âmbito do Projecto SPEAR. Estes acelerogramas foram obtidos a partir de registos reais e foram corrigidos (modificados) de modo a serem compatíveis com o espectro do EC8 (cujas características estão definidas na Tabela 6.4) mas para uma aceleração do solo (a_g) de 1,0g. Como neste exemplo considerou-se para a aceleração do solo um valor de 0,2g multiplicaram-se os valores destes acelerogramas por 0,2. A partir destes acelerogramas escalados obtiveram-se os respectivos espectros compatíveis. Os acelerogramas e os respectivos espectros compatíveis para o nível de intensidade de 0,2g são apresentados da Figura 6.35 à Figura 6.40.

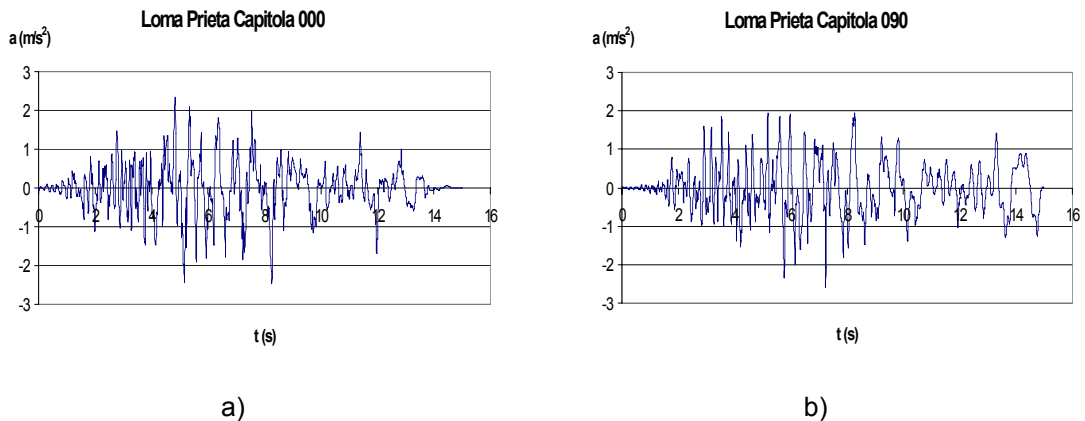


Figura 6.35 – Primeiro par de acelerogramas semi-artificiais: a) Loma Prieta 1989 – Capitola000 aplicado segundo a direcção X ; b) Loma Prieta 1989 – Capitola090 aplicado segundo a direcção Y.

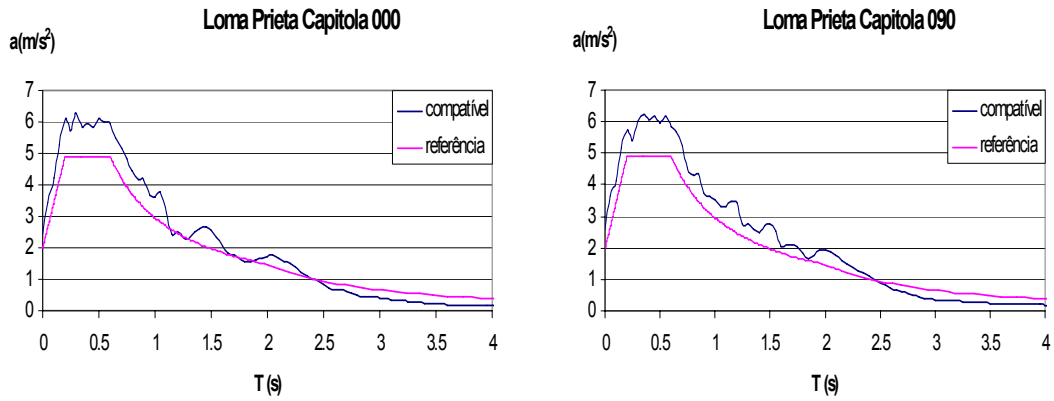


Figura 6.36 – Espectro de referência vs. Espectros compatíveis do primeiro par de acelerogramas semi-artificiais.

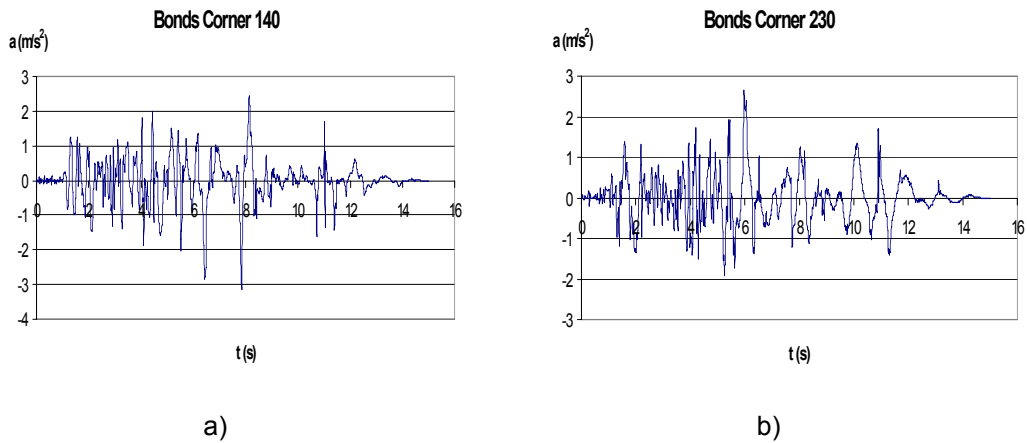


Figura 6.37 – Segundo par de acelerogramas semi-artificiais: a) Imperial Valley 1979 – Bonds Corner 140 aplicado segundo a direcção X ; b) Imperial Valley 1979 – Bonds Corner 230 aplicado segundo a direcção Y.

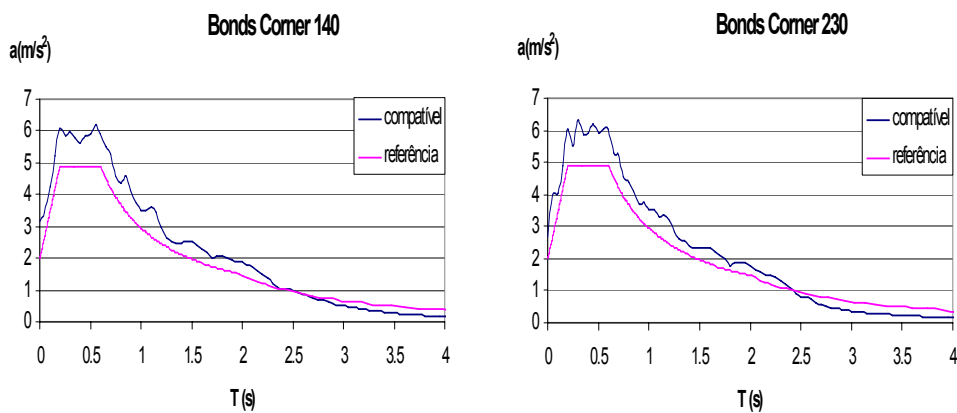


Figura 6.38 – Espectro de referência vs. Espectros compatíveis do segundo par de acelerogramas semi-artificiais.

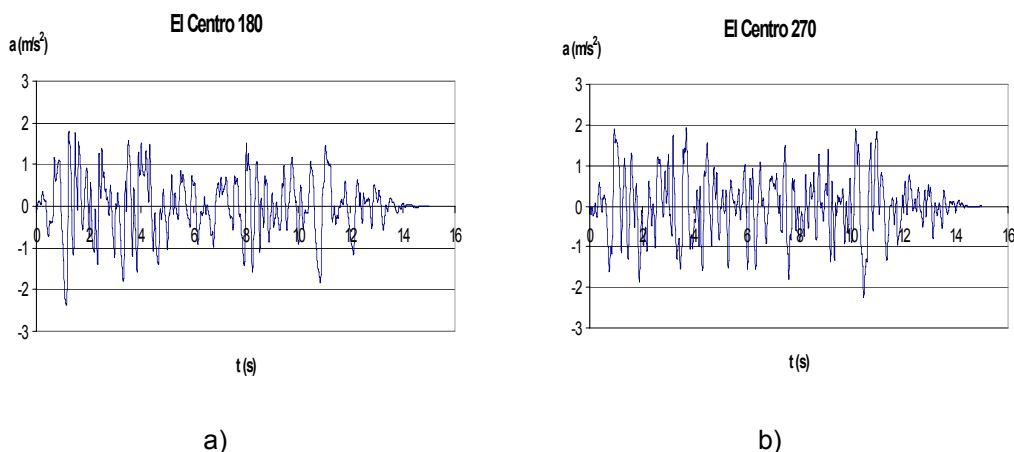


Figura 6.39 – Terceiro par de acelerogramas semi-artificiais: a) Imperial Valley 1940 – El Centro Array #9 180 aplicado segundo a direcção X ; b) Imperial Valley 1940 – El Centro Array #9 270 aplicado segundo a direcção Y.

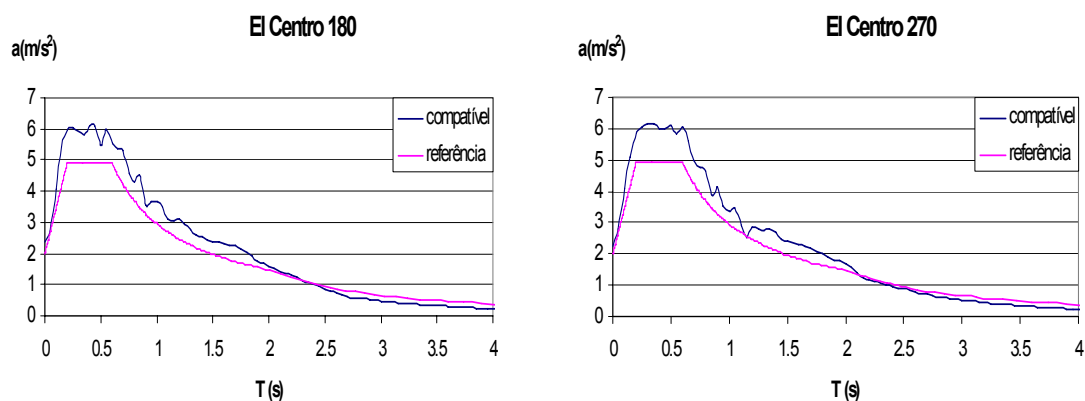


Figura 6.40 – Espectro de referência vs. Espectros compatíveis do terceiro par de acelerogramas semi-artificiais.

6.2.5.2. Gosca

Nesta secção apresentam-se, primeiro, os fundamentos teóricos que estão na base do funcionamento do programa *Gosca* e posteriormente apresenta-se o procedimento a seguir por um utilizador para gerar acelerogramas a partir deste programa.

A) Fundamentos Teóricos

O programa *Gosca* [Denoël, 2001] permite a geração de acelerogramas artificiais compatíveis com um espectro de resposta dado e, como referido, foi o programa utilizado neste estudo para a geração dos acelerogramas artificiais utilizados nas análises dinâmicas não lineares.

Os acelerogramas artificiais são gerados a partir de um processo aleatório de modo a que o seu espectro elástico correspondente esteja próximo do espectro de referência.

A passagem de um espectro para um acelerograma tem um carácter não unívoco uma vez que a cada acelerograma corresponde um único espectro de resposta e a partir de um espectro de resposta podem ser criados inúmeros acelerogramas. Por este motivo a geração de acelerogramas é geralmente baseada na criação de uma sequência de números aleatórios.

Os métodos de geração são diferentes de acordo com os parâmetros do carácter aleatório e as leis de distribuição escolhidas. O método de geração utilizado neste programa é baseado na filtragem de um processo aleatório.

O método de filtragem de um processo aleatório consiste em supor o acelerograma como um processo aleatório. O acelerograma gerado aleatoriamente não satisfaz inicialmente os critérios de compatibilidade necessários. O método consiste em alterá-lo de modo a que o seu espectro corresponda ao espectro de referência. Existem inúmeras técnicas para efectuar este procedimento mas todas se baseiam em modificações quer no domínio das frequências (filtragem das frequências não desejadas), quer no domínio temporal (transformação num processo não estacionário).

Descrevem-se de seguida as escolhas feitas na aplicação deste método.

1. Geração de uma primeira função do tempo

O carácter aleatório da geração ocorre na primeira etapa, e consiste na escolha de n_a números aleatórios com uma lei de distribuição *gaussiana* de média nula e desvio padrão unitário. Uma primeira função do tempo $y(t)$ (a forma desta função não permite ainda a denominação de acelerograma, mas após modificações temporais e de frequência já será possível) pode ser estabelecida associando os n_a valores escolhidos às n_a abcissas equidistantes sobre o eixo temporal ($\Delta t, 2. \Delta t, \dots, n_a. \Delta t$). Para $t = 0$, o valor escolhido é sempre zero. Na Figura 6.41 é possível observar um exemplo da função $y(t)$.

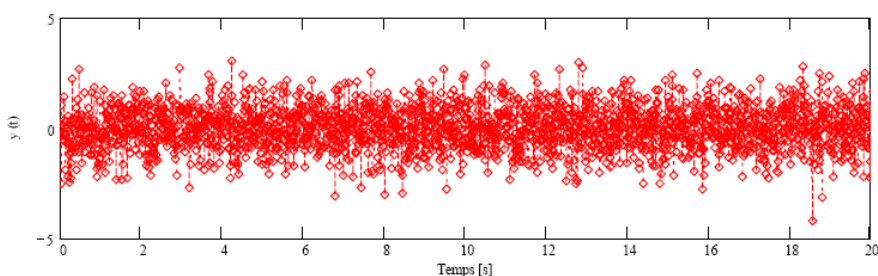


Figura 6.41 – Exemplo: $n = 2000$; $\Delta t = 0,01$ s [Denoël, 2001].

Como já se referiu, o intervalo de tempo a utilizar aquando de um cálculo dinâmico deve ser escolhido:

- A fim de representar correctamente a solicitação;
- Inferior ao limite de estabilidade do algoritmo no caso de métodos condicionalmente estáveis.

O intervalo de tempo usualmente escolhido para representar correctamente os tremores de terra é $\Delta t = 0,01$ s.

O número de intervalos de tempo depende da duração do acelerograma a gerar. Esta grandeza é definida nos códigos e está geralmente compreendida entre os 15 e os 30 a 40 segundos.

2. Modificação temporal

A função $y(t)$ foi gerada por um processo aleatório qualificado de estacionário porque em cada instante de tempo $i \cdot \Delta t$ ($0 \leq i \leq n_a$), a função toma um valor aleatório respeitando a mesma lei de distribuição. Deste modo, a função $y(t)$ toma aleatoriamente valores elevados no início, no meio ou no fim do intervalo de definição $[0, n_a \cdot \Delta t]$, o que não é coerente com os acelerogramas reais onde a amplitude é maior durante 10 a 20 segundos atenuando-se suavemente de seguida.

A primeira modificação a operar, realiza-se no domínio temporal e consiste em multiplicar a função $y(t)$ por uma função não-estacionária $f(t)$ que reproduz as variações de amplitude dos acelerogramas reais. A forma desta função varia de autor para autor, sendo que neste programa foi utilizada a função representada na Figura 6.42:

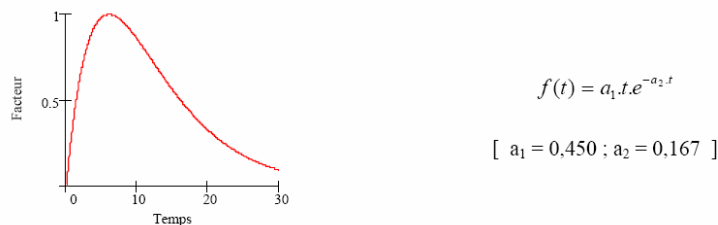


Figura 6.42 – Função $f(t)$ não-estacionária utilizada [Denoël, 2001].

Os valores $a_1=0,450$ e $a_2=0,167$ foram obtidos a partir de tratamentos estatísticos de um grande número de sismos. Esta função não dá contudo bons resultados para acelerogramas de curta duração, onde o valor da função é demasiado importante e onde a paragem do sismo é demasiado brusca. Para este tipo de solicitação utiliza-se a função representada na Figura 6.43:

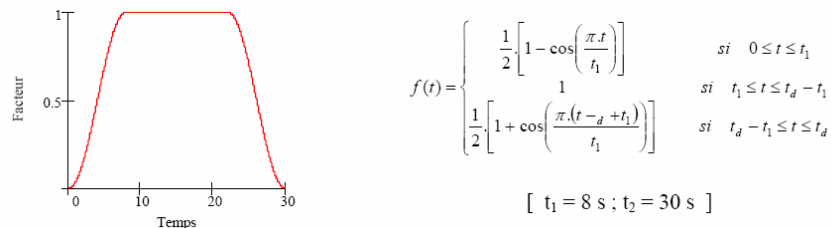


Figura 6.43 – Função utilizada para acelerogramas de curta duração [Denoël, 2001].

A vantagem desta função, é a interpretação directa dos coeficientes t_1 e t_2 , que podem ser facilmente adaptados em função da duração do acelerograma a gerar.

Depois da multiplicação efectuada: $a(t) = y(t).f(t)$, obtém-se uma primeira forma do acelerograma $a(t)$:

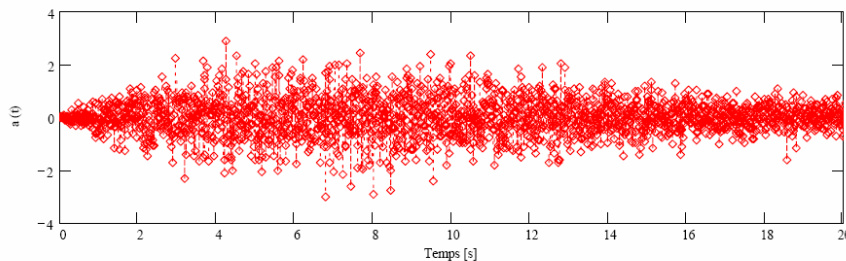


Figura 6.44 – Acelerograma após modificação temporal [Denoël, 2001].

3. Modificação de frequências

Neste instante é necessário dar um conteúdo de frequências ao acelerograma semelhante aquele de um acelerograma real. De facto, o espectro de resposta da função obtida afasta-se da forma tradicional dos espectros de resposta dos acelerogramas reais e por conseguinte do espectro de resposta alvo/referência.

O espectro de resposta apresenta uma amplitude mais importante no domínio de frequências compreendido no intervalo 2 Hz ; 10 Hz. Nesta etapa realiza-se a filtragem da transformada de Fourier $A(f)$ do acelerograma $a(t)$ de forma a atenuar por um lado as frequências mais elevadas (filtro H_1) e por outro as frequências fracas (filtro H_2). O acelerograma $a(t)$ antes e depois do processo de filtragem pode ser observado na Figura 6.45.

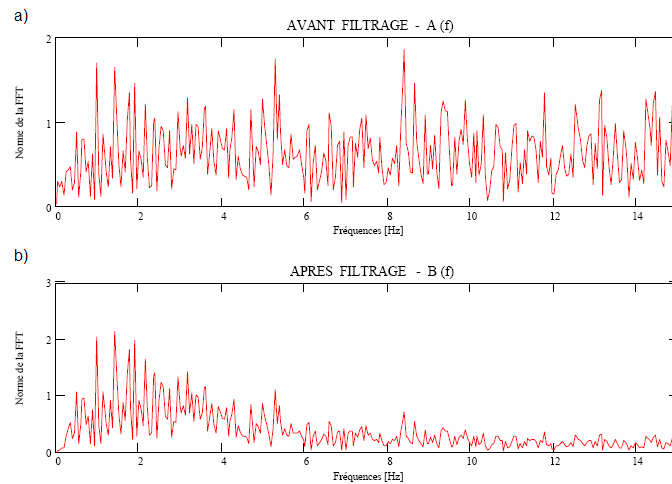


Figura 6.45 – a) Acelerograma a(t) antes da filtragem ; b) Acelerograma a(t) depois da filtragem [Denoël, 2001].

É importante notar que FFT (ver Figura 6.45) é a abreviatura de *Fast Fourier Transform*, que significa Transformada Rápida de Fourier e que é um algoritmo eficiente para calcular a Transformada Discreta de Fourier e a sua inversa.

Após esta filtragem obtém-se um novo conteúdo de frequências:

$$B(f) = A(f) \cdot H_1(f) \cdot H_2(f)$$

Onde:

$$H_1(f) = \frac{1 + 2i \cdot \xi_1 \cdot \frac{f}{f_1}}{1 - \left(\frac{f}{f_1}\right)^2 + 2i \cdot \xi_1 \cdot \frac{f}{f_1}} \quad \text{Equação 6.4}$$

é o filtro Kanai-Tajimi destinado a aumentar o conteúdo na vizinhança da frequência f_1 e diminuir o conteúdo para as frequências maiores;

$$H_2(f) = \frac{\left(\frac{f}{f_2}\right)^2}{1 - \left(\frac{f}{f_2}\right)^2 + 2i \cdot \xi_2 \cdot \frac{f}{f_2}} \quad \text{Equação 6.5}$$

é o filtro atenuante das baixas frequências.

Os parâmetros f e ξ embora não possuam um significado físico preciso, estão relacionados com a frequência dominante do terreno e com o conteúdo de frequências da excitação

respectivamente [Espinoza, Gilmore, 2002].

Após se ter filtrado a Transformada de Fourier da função $a(t)$, volta-se ao domínio temporal usando a inversa da Transformada de Fourier. Obtém-se deste modo um primeiro acelerograma $b(t)$ cujo conteúdo de frequências e a forma ao longo do tempo se assemelham a um acelerograma real.

O espectro alvo (de referência) é definido em função da máxima aceleração do solo (parâmetro a_g do Eurocódigo 8). Deste modo, o acelerograma $b(t)$ deve ser normalizado de modo a que a máxima aceleração seja coerente com a utilizada na definição do espectro de referência. O resultado desta primeira geração irá ser modificado iterativamente.

4. Cálculo do primeiro espectro

O espectro correspondente ao primeiro acelerograma gerado não é compatível com o espectro alvo, como é possível observar na Figura 6.46.

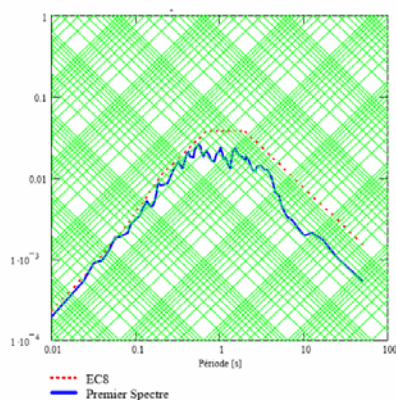


Figura 6.46 – Espectro do acelerograma gerado vs. Espectro do EC8 [Denoël, 2001].

5. Correção das frequências

Nesta etapa calcula-se a relação, para cada frequência, entre as ordenadas do espectro alvo e as ordenadas do espectro relativo ao acelerograma gerado. Um factor correctivo é assim aplicado a cada frequência, sendo que o ideal seria que este factor fosse igual à unidade. Na Figura 6.47 pode-se observar a evolução do factor correctivo (função de correcção) correspondente aos espectros da Figura 6.46.

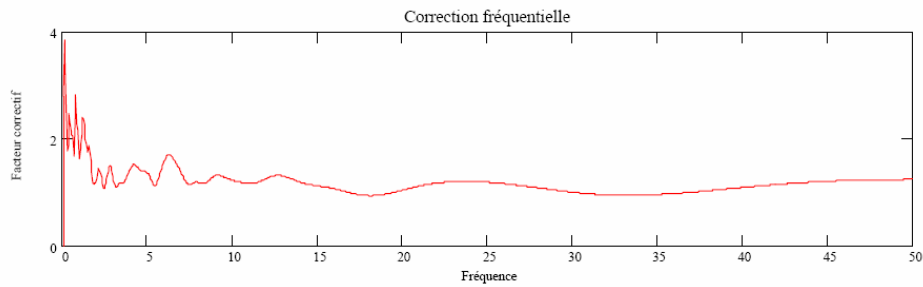


Figura 6.47 – Correção frequencial a aplicar à Transformada de Fourier do primeiro acelerograma [Denoël, 2001].

A adaptação do acelerograma consiste em multiplicar a sua Transformada de Fourier $B(f)$ por esta função de correção:

$$C(f) = B(f) \cdot \text{correção}(f)$$

A função $C(t)$ obtida é a Transformada de Fourier de um acelerograma $c(t)$ cujo espectro de resposta é bem mais próximo do espectro alvo do que o dos acelerogramas $a(t)$ e $b(t)$. Na Figura 6.48 apresenta-se o espectro de resposta do acelerograma $c(t)$. A partir deste espectro pode-se realizar mais iterações de forma a obter novos factores correctivos para modificar a transformada $C(f)$ e deste modo obter uma nova transformada $D(f)$. Invertendo esta transformada obtém-se um novo acelerograma $d(t)$ cujo espectro de resposta está mais próximo do espectro alvo. Podem-se realizar o número de iterações necessárias até se obter a concordância desejada.

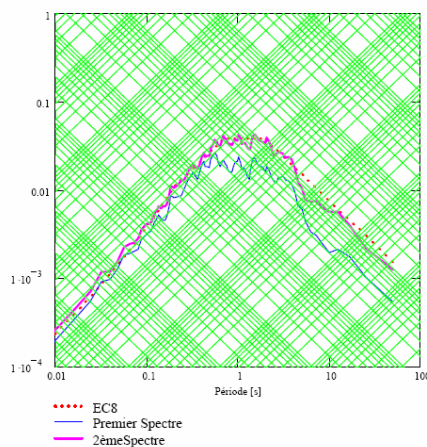


Figura 6.48 – Espectro de resposta do acelerograma $c(t)$ em comparação com o anterior e com o espectro do EC8 [Denoël, 2001].

B) Utilização do programa

Descreve-se agora o procedimento a seguir pelo utilizador para gerar artificialmente

acelerogramas com este programa, isto é os valores a definir:

- 1) O espectro de resposta (espectro de referência) a partir do qual se irão gerar os acelerogramas artificiais compatíveis. Escolhe-se um código correspondente ao Eurocódigo 8 ou ao código Turco, ou um espectro definido pelo utilizador, ver Figura 6.50. Neste estudo, escolhe-se a opção espectro definido pelo utilizador;
- 2) A duração (em segundos) do acelerograma. Neste caso escolhem-se 15 segundos pois é a duração dos acelerogramas semi-artificiais utilizados no Projecto SPEAR;
- 3) A máxima aceleração do solo (rácio da máxima aceleração do solo com g). Neste caso de estudo o valor utilizado foi de 0,2g portanto o valor a ser introduzido é de 0,2;
- 4) A percentagem de amortecimento crítico, considera-se neste trabalho o valor de 5%;
- 5) O nome do ficheiro que contém o espectro. É importante referir que este ficheiro deve ter extensão “.prn”. Os valores de aceleração do espectro têm que estar representados em g;
- 6) A precisão pretendida no cálculo do espectro de resposta. Deve ser utilizado um valor entre 20 e 40. Neste caso utiliza-se 30;
- 7) A precisão pretendida para a relação entre os espectros associados a cada acelerograma e o espectro de referência (*target spectrum*). Se for escolhido um valor inferior a 3% torna-se difícil alcançar convergência no processo de cálculo. Deve ser escolhido um valor entre 3% a 5%. Nesta análise utiliza-se 5%;
- 8) Escolhe-se o número de acelerogramas a gerar. Para este estudo escolheram-se 6 acelerogramas;
- 9) O período de transição antes e depois da fase mais intensa do acelerograma (*hard phase*). Neste exemplo utilizaram-se 3 segundos para ambos os períodos.

É possível observar todos estes passos na Figura 6.49 e na Figura 6.50.

```
Gosca - [Graphic1]
File Edit View State Window Help

***** GOSCA *****
* Generation Of Spectrum Compatible Accelerograms *
*****
... V.Denoel, April,12th 2001 ...

Which code do you want to use ?
  1.- Eurocode 8
  2.- Turkish code
  3.- Custom spectrum
3
What is the duration (in seconds) of the accelerogram to generate ?
15
Maximum ground acceleration (ratio ag to g)?
0.2
Percentage of critical damping (ksi %) ?
5
File containing the custom spectrum (+ extension)?
-- format : 2F10.5 --
espectrospear.prn
!! To get better accuracy you should provide spectrum values for periods up to
6-8 seconds - The generation is performed anyway !!

Precision for the computation of the response spectrum (1-40) ?
30
Precision for the matching of the spectra (%) ?
[Difficult to reach convergence if smaller than 3 %]
[Precision on the standard deviation also if negative]
5
Number of accelerograms to generate ?
6

Time lag before hard phase (Hanning) ?
3

Time lag after hard phase (Hanning) ?
3
```

```
Gosca - [Graphic1]
File Edit View State Window Help

***** GOSCA *****
* Generation Of Spectrum Compatible Accelerograms *
*****
... V.Denoel, April,12th 2001 ...

Which code do you want to use ?
  1.- Eurocode 8
  2.- Turkish code
  3.- Custom spectrum
3
What is the duration (in seconds) of the accelerogram to generate ?
15
Maximum ground acceleration (ratio ag to g)?
0.2
Percentage of critical damping (ksi %) ?
5
File containing the custom spectrum (+ extension)?
-- format : 2F10.5 --
espectrospear.prn
!! To get better accuracy you should provide spectrum values for periods up to
6-8 seconds - The generation is performed anyway !!

Precision for the computation of the response spectrum (1-40) ?
30
Precision for the matching of the spectra (%) ?
[Difficult to reach convergence if smaller than 3 %]
[Precision on the standard deviation also if negative]
5
Number of accelerograms to generate ?
6

Time lag before hard phase (Hanning) ?
3

Time lag after hard phase (Hanning) ?
3
```

Figura 6.49 – Programa Gosca de geração de acelerogramas artificiais.


```

Gosca - [Graphic1]
File Edit View State Window Help

Generation of accelerogram :    5
-----
      Zone 1 of 5 - Precision : .754      - Deviation : .891E-01
Iteration :      1
      Zone 1 of 5 - Precision : .935      - Deviation : .905E-01
Iteration :      2
      Zone 1 of 5 - Precision : 1.00      - Deviation : .781E-01
      Zone 2 of 5 - Precision : .990      - Deviation : .394E-01
      Zone 3 of 5 - Precision : 1.06      - Deviation : .372E-01
Iteration :      3
      Zone 1 of 5 - Precision : 1.02      - Deviation : .667E-01
      Zone 2 of 5 - Precision : 1.00      - Deviation : .273E-01
      Zone 3 of 5 - Precision : 1.03      - Deviation : .289E-01
      Zone 4 of 5 - Precision : .997      - Deviation : .469E-01
      Zone 5 of 5 - Precision : .995      - Deviation : .453E-01

```

Figura 6.50 – Geração dos acelerogramas artificiais utilizando o programa Gosca.

Na Figura 6.51 representa-se e compara-se o espectro de referência com os espectros correspondentes a cada acelerograma gerado. Pode-se concluir que estes últimos estão suficientemente próximos do espectro de referência.

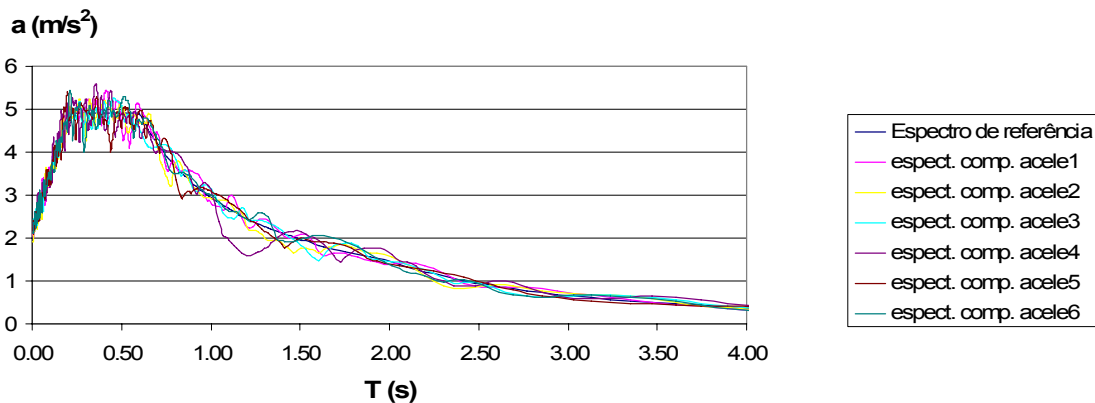


Figura 6.51 – Espectro de referência vs. Espectros compatíveis.

Todos os acelerogramas obtidos têm um pico de aceleração próximo de 0,2g ou seja 1,96 m/s², que corresponde à máxima aceleração do solo definida no espectro. Na Figura 6.52 representa-se um dos seis acelerogramas artificiais gerados.

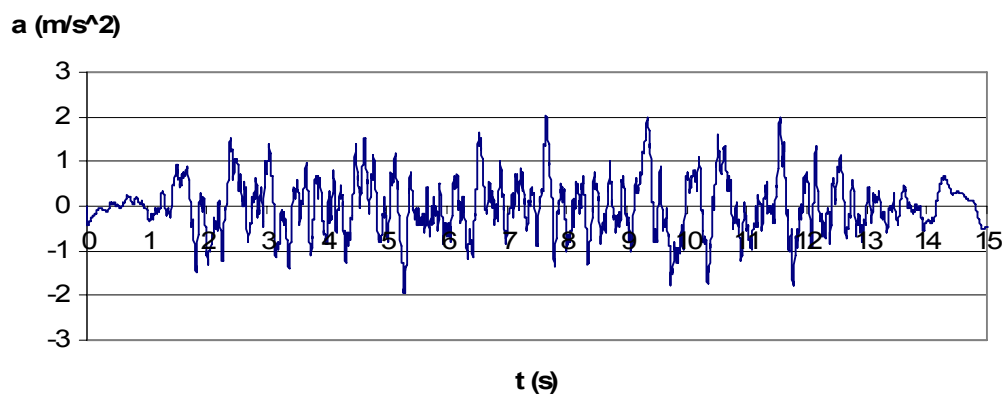


Figura 6.52 – Exemplo de acelerograma artificial gerado com o programa Gosca.

Conforme mostram os resultados apresentados, os acelerogramas gerados com o programa Gosca apresentam um bom grau de compatibilidade com o espectro de referência utilizado.

6.2.5.3. Resposta da estrutura

Nesta secção apresentam-se os resultados obtidos com as análises dinâmicas não lineares, em particular os deslocamentos de topo e os deslocamentos interpisos ao longo do tempo, nas duas direcções.

É importante referir que nas tabelas e gráficos apresentados de seguida o modelo 1, 2 e 3 correspondem à aplicação do primeiro, segundo e terceiro par de acelerogramas artificiais à estrutura respectivamente. Por outro lado, o modelo 4, 5 e 6 correspondem à aplicação do primeiro, segundo e terceiro par de acelerogramas semi-artificiais à estrutura.

Na Figura 6.52 apresentam-se os deslocamentos de topo do edifício SPEAR segundo as duas direcções em estudo para a actuação dos diferentes pares de acelerogramas. É possível verificar que os valores máximos absolutos estão próximos para todos os acelerogramas usados.

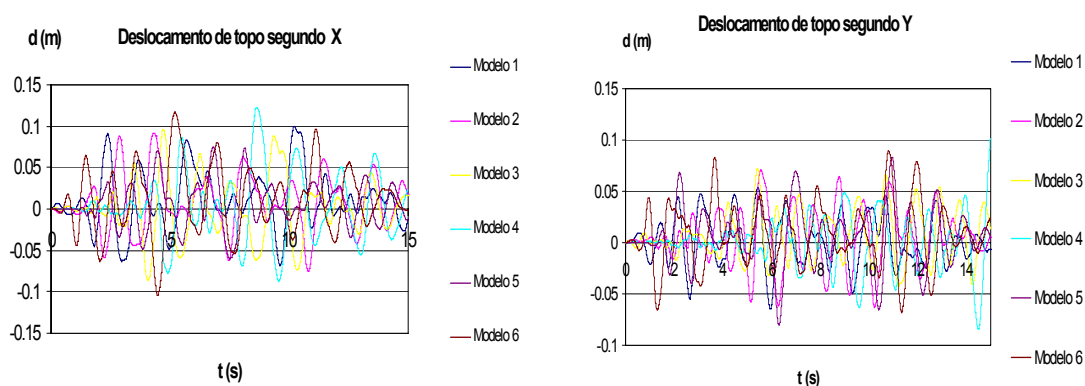


Figura 6.53 – Deslocamento de topo segundo X e segundo Y ao longo do tempo para os diferentes pares de acelerogramas utilizados.

Na Figura 6.54 apresentam-se os deslocamentos interpisos do edifício SPEAR segundo as duas direcções para os diferentes pares de acelerogramas. Pode-se observar que os máximos absolutos estão próximos para a maioria dos acelerogramas usados.

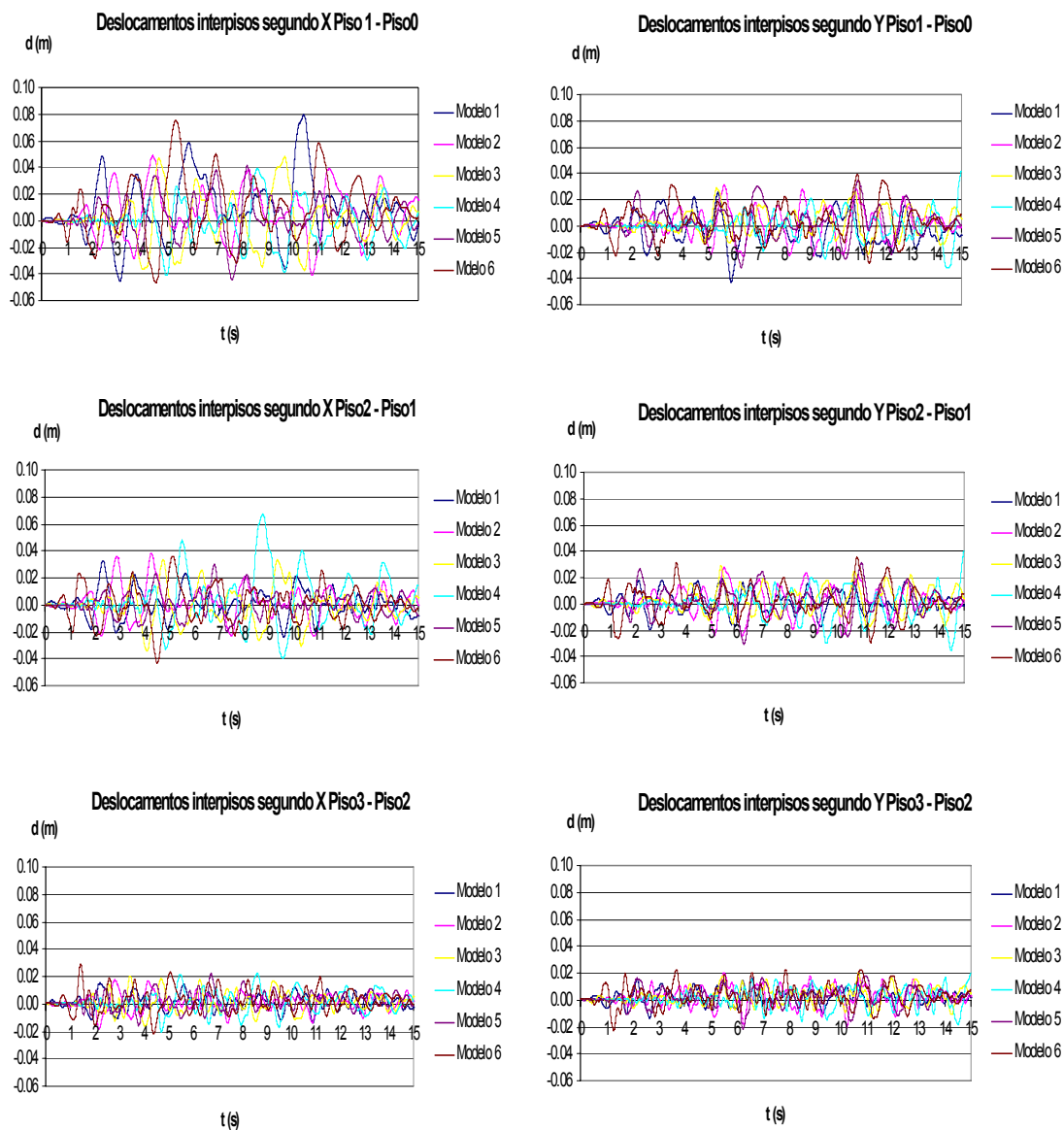


Figura 6.54 – Deslocamentos interpisos segundo as direcções X e Y para os diferentes pares de acelerogramas utilizados.

É importante referir que nos dois parâmetros analisados, os instantes no tempo em que ocorrem os picos dependem directamente dos instantes no tempo em que ocorrem os picos dos acelerogramas respectivos.

6.2.6. Comparação dos resultados obtidos com as análises estática não linear e dinâmica não linear

De seguida comparam-se os resultados obtidos a partir da análise estática não linear (*pushover*) e da análise dinâmica não linear, nomeadamente no que se refere aos deslocamentos objectivos da estrutura e aos deslocamentos interpisos.

6.2.6.1. Deslocamentos objectivos da estrutura

Na Tabela 6.9, na Figura 6.55 e na Figura 6.56 apresentam-se os deslocamentos objectivos da estrutura para as diferentes análises efectuadas.

Tabela 6.9 – Deslocamentos objectivos da estrutura para as diferentes análises.

	Deslocamento Objectivo X (m)	Deslocamento Objectivo Y (m)
<i>Pushover</i> Rigidez pós-cedência distribuição modal	0,0695	0,0506
<i>Pushover</i> Rigidez pós-cedência distribuição uniforme	0,0630	0,0263
<i>Pushover</i> Elastoplástica distribuição modal	0,0917	0,0843
<i>Pushover</i> Elastoplástica distribuição uniforme	0,0835	0,0748
Análise dinâmica não linear acel. artificiais	0,0959	0,0692
Análise dinâmica não linear acel. semi-artificiais	0,1047	0,0915

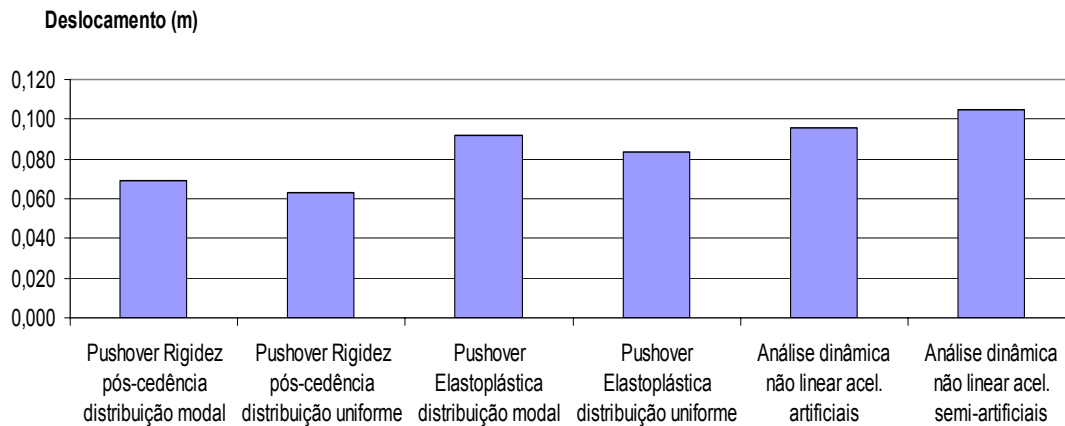


Figura 6.55 – Deslocamentos objectivos da estrutura segundo X para as diferentes análises efectuadas.

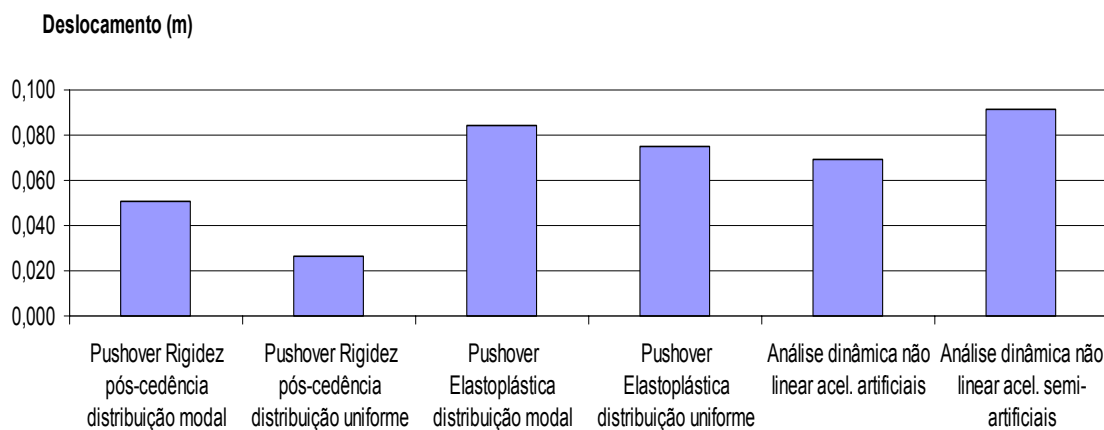


Figura 6.56 – Deslocamentos objectivos da estrutura segundo Y para as diferentes análises efectuadas.

A partir dos resultados apresentados na Tabela 6.9 e nas Figura 6.55 e Figura 6.56 podem ser tiradas as seguintes conclusões:

- Os valores dos deslocamentos objectivos obtidos nas duas direcções são próximos para a análise estática não linear com uma idealização bilinear elastoplástica perfeita e para a análise dinâmica não linear. Segundo a direcção X, o desempenho da análise *pushover* com uma idealização elastoplástica perfeita e com uma distribuição modal de forças aproxima-se mais do desempenho da análise dinâmica não linear com acelerogramas artificiais. Analisando os resultados obtidos segundo Y observa-se que é a análise *pushover* (elastoplástica perfeita) e com uma distribuição uniforme de forças que apresenta resultados mais compatíveis com os obtidos a partir da análise com acelerogramas artificiais. Os valores obtidos segundo Y com a análise *pushover* com uma idealização bilinear elastoplástica perfeita e com uma distribuição modal de

forças estão próximos dos obtidos a partir da análise dinâmica não linear com acelerogramas semi-artificiais nesta direcção;

- Os deslocamentos objectivos obtidos nas duas direcções a partir da análise *pushover* com uma idealização bilinear com rigidez pós-cedência são consideravelmente inferiores aos obtidos para os outros tipos de análise. Na verdade esta idealização não se aproxima da realidade porque a rigidez pós-cedência é elevada devido à rigidez inicial tomar valores muito altos. Nesta idealização considera-se que a cedência acontece muito mais cedo do que na realidade sucede (ver da Figura 6.23 à Figura 6.26). Estes valores são mais pequenos do que os obtidos com as restantes análises, segundo a direcção Y do que segundo a direcção X;
- Os deslocamentos objectivos obtidos com a análise *pushover*, para uma distribuição modal das forças, são superiores aos obtidos para uma distribuição uniforme, para as duas direcções e para os dois tipos de idealização bilinear;
- A partir da análise dinâmica não linear com os acelerogramas semi-artificiais, obtém-se deslocamentos objectivos superiores aos outros tipos de análises. Na realidade, os valores assim obtidos são superiores aos resultados da análise com acelerogramas artificiais. Este facto pode ser justificado pela observação dos espectros médios associados aos acelerogramas artificiais e semi-artificiais nas duas direcções, representados na Figura 6.57. Nesta figura representam-se para cada direcção: a média dos três espectros compatíveis com os acelerogramas artificiais, a média dos três espectros compatíveis com os acelerogramas semi-artificiais e o espectro de referência.

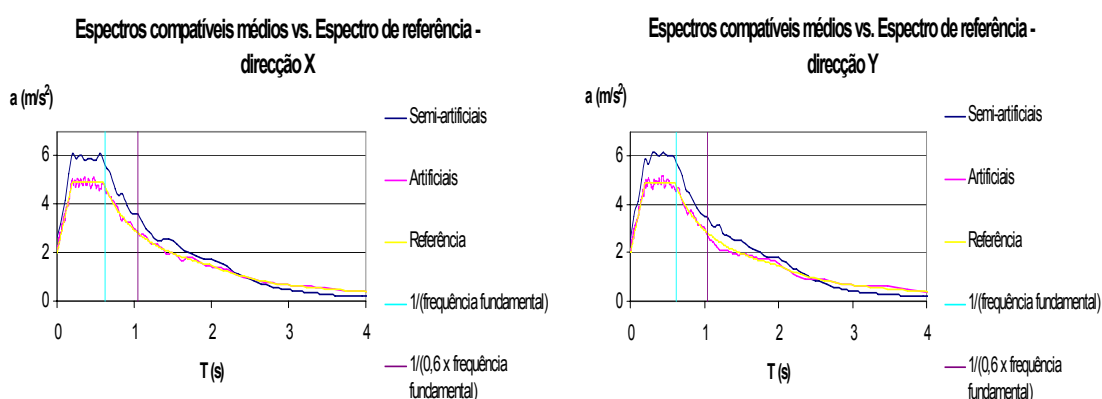


Figura 6.57 – Espectros compatíveis médios vs. Espectro de referência segundo as direcções X e Y.

Como é possível verificar, os espectros médios compatíveis com os acelerogramas semi-artificiais (para o nível de intensidade de 0,2g) apresentam valores de aceleração maiores que os espectros médios compatíveis com os acelerogramas artificiais e que o espectro de referência, nas duas direcções. Isto acontece porque os acelerogramas artificiais foram gerados a partir do espectro de referência ($a_g=0,2g$), enquanto que os

semi-artificiais foram adaptados ao espectro de referência ($a_g=1,0g$) e posteriormente escalados (como se referiu anteriormente), afastando-se deste modo do espectro de referência. Como foi dito anteriormente, em regime não linear a rigidez K pode ser considerada, simplificada, igual a 30% da rigidez K em regime elástico linear, o que corresponde a uma frequência fundamental do sistema igual a 60% da frequência fundamental em regime elástico linear. Será para esta frequência e para a frequência fundamental que se irá concentrar a maior resposta da estrutura. Analisando nos espectros da Figura 6.57 os valores de aceleração relativos aos períodos correspondentes a estas frequências, é possível observar que, para as duas direcções, os valores de aceleração dos espectros associados aos acelerogramas semi-artificiais são maiores do que os associados aos acelerogramas artificiais. Por este motivo se justificam os maiores valores dos deslocamentos objectivos obtidos utilizando os acelerogramas semi-artificiais. Outra justificação para este resultado é que a média das acelerações máximas dos acelerogramas semi-artificiais (0,27g segundo X e 0,26g segundo Y) é maior do que a média das acelerações máximas dos acelerogramas artificiais (0,22g segundo X e 0,21g segundo Y) nas duas direcções, e mais afastado de 0,2g (nível de intensidade para o qual se está a realizar este estudo);

- Os valores obtidos utilizando acelerogramas artificiais e acelerogramas semi-artificiais estão mais próximos segundo X do que segundo Y. Este facto é justificável a partir da análise da Figura 6.57, onde se verifica que para as duas frequências acima mencionadas, a diferença dos valores de aceleração entre os espectros médios associados aos acelerogramas artificiais e aos acelerogramas semi-artificiais é maior segundo Y do que segundo X;
- Os deslocamentos objectivos são maiores segundo X do que segundo Y, resultado esperado porque o pilar C6 apresenta a maior dimensão segundo a direcção Y conferindo assim maior inércia e rigidez, logo maior frequência, a esta direcção. O modo fundamental de vibração da estrutura é segundo X e o terceiro modo é segundo Y.

6.2.6.2. Deslocamentos interpisos

Na Tabela 6.10 e na Figura 6.58 e Figura 6.59 apresentam-se os deslocamentos interpisos da estrutura para as diferentes análises efectuadas. É importante referir que os valores dos deslocamentos interpisos da análise *pushover* em cada direcção foram obtidos para o caso de análise que forneceu o maior deslocamento objectivo. Isto corresponde, nas duas direcções, à análise *pushover* com idealização bilinear elastoplástica perfeita e com uma distribuição modal de forças.

Tabela 6.10 – Deslocamentos interpisos para as análises efectuadas segundo as duas direcções.

	Pushover		Análise dinâmica não linear acel.artificiais		Análise dinâmica não linear acel.semi-artificiais	
	X (%)	Y (%)	X (%)	Y (%)	X (%)	Y (%)
Piso1 - Piso0	1,919	1,128	1,770	1,048	1,448	1,213
Piso2 - Piso1	0,748	1,063	0,967	0,802	1,400	1,169
Piso3 - Piso2	0,392	0,621	0,460	0,455	0,643	0,667

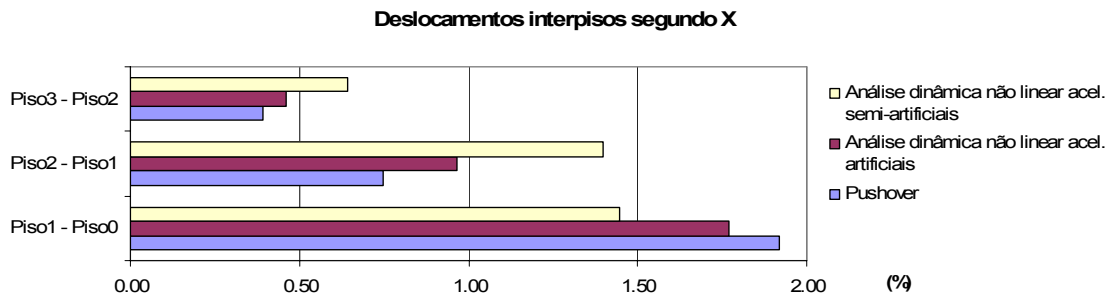


Figura 6.58 – Deslocamentos interpisos segundo X.

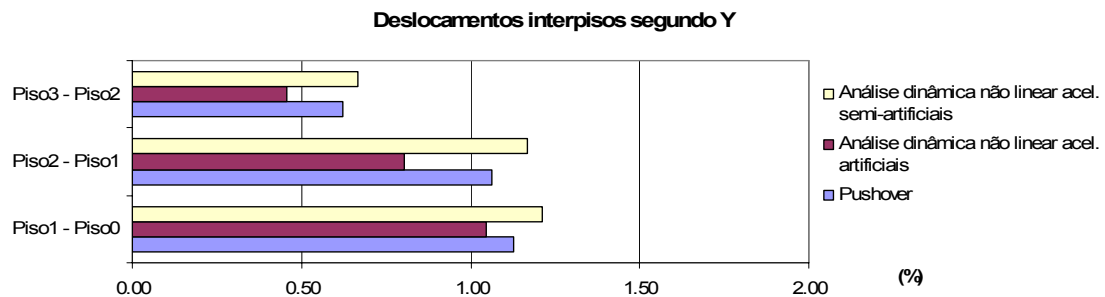


Figura 6.59 – Deslocamentos interpisos segundo Y.

A partir da análise de resultados apresentados na Tabela 6.10 e na Figura 6.58 e Figura 6.59 podem ser feitos os seguintes comentários:

- Os deslocamentos interpisos vão diminuindo em altura para todas as análises e para as duas direcções. Esta é uma característica das estruturas pórtico, como é o caso do edifício em estudo;

- Os deslocamentos interpisos são maiores segundo X do que segundo Y, porque a estrutura, como já foi referido, é mais rígida segundo Y;
- Segundo X, o valor do deslocamento interpiso entre o piso 0 e o piso 1 é maior para a análise *pushover* do que para as análises dinâmicas não lineares, sendo que, neste caso, o valor obtido com acelerogramas artificiais se aproxima mais da análise *pushover* do que o obtido com acelerogramas semi-artificiais. Para os restantes valores dos deslocamentos interpisos nesta direcção, entre os pisos 1 e 2 e entre os pisos 2 e 3, os valores obtidos são maiores para as análises dinâmicas não lineares do que para a análise *pushover* e, dentro das análises dinâmicas não lineares, maiores para os correspondentes aos acelerogramas semi-artificiais;
- Segundo Y, os valores dos deslocamentos interpisos são maiores para a análise dinâmica não linear com acelerogramas semi-artificiais, seguido da análise *pushover* e por fim da análise dinâmica não linear com acelerogramas artificiais;
- Os valores obtidos a partir de análises dinâmicas não lineares utilizando acelerogramas semi-artificiais são sempre maiores do que os obtidos utilizando acelerogramas artificiais e a análise *pushover*, exceptuando o caso do deslocamento interpisos entre o piso 0 e o piso 1 segundo a direcção X;
- Os valores de deslocamentos interpisos segundo X obtidos utilizando a análise *pushover* estão mais próximos dos obtidos com as análises dinâmicas não lineares utilizando acelerogramas artificiais do que dos obtidos utilizando acelerogramas semi-artificiais. Segundo Y, os deslocamentos interpisos utilizando a análise *pushover* estão mais próximos dos obtidos utilizando acelerogramas semi-artificiais. Este resultado pode ser explicado, porque na aplicação desta análise estática não linear não se tiveram em conta os fenómenos devido à torção, e uma vez que o 2º modo de vibração é um modo de torção é de esperar que os resultados assim obtidos se afastem um pouco dos da análise dinâmica não linear com acelerogramas artificiais (mais próximos do espectro de resposta de referência). Como se pode verificar os valores dos deslocamentos interpisos obtidos usando uma análise dinâmica não linear são maiores para os acelerogramas semi-artificiais do que para os acelerogramas artificiais, excepto para o deslocamento interpisos entre o piso 0 e o piso 1 segundo a direcção X. Isto justifica-se pelos mesmos motivos com que se explicou o facto dos deslocamentos objectivos serem superiores utilizando acelerogramas semi-artificiais do que utilizando os acelerogramas artificiais;
- A estrutura em estudo (estrutura SPEAR) resiste ao nível de intensidade da acção sísmica considerado ($a_g=0,2g$), pois os deslocamentos relativos interpisos máximos são inferiores a 2,5% que é considerado o limite admissível para este parâmetro ao nível de projecto. Deste modo pode-se dizer que o edifício SPEAR resiste à acção sísmica estudada ($a_g = 0,2g$);
- O maior valor de deslocamento interpisos ocorre entre o piso 0 e o piso 1 segundo a direcção X e situa-se à volta dos 2%.

6.2.6.3. Comentários adicionais

Na Figura 6.60 apresentam-se as diferenças relativas, em percentagem “Erro”, dos resultados obtidos com as análises *Pushover* com as análises dinâmicas não lineares com acelerogramas artificiais e semi-artificiais.

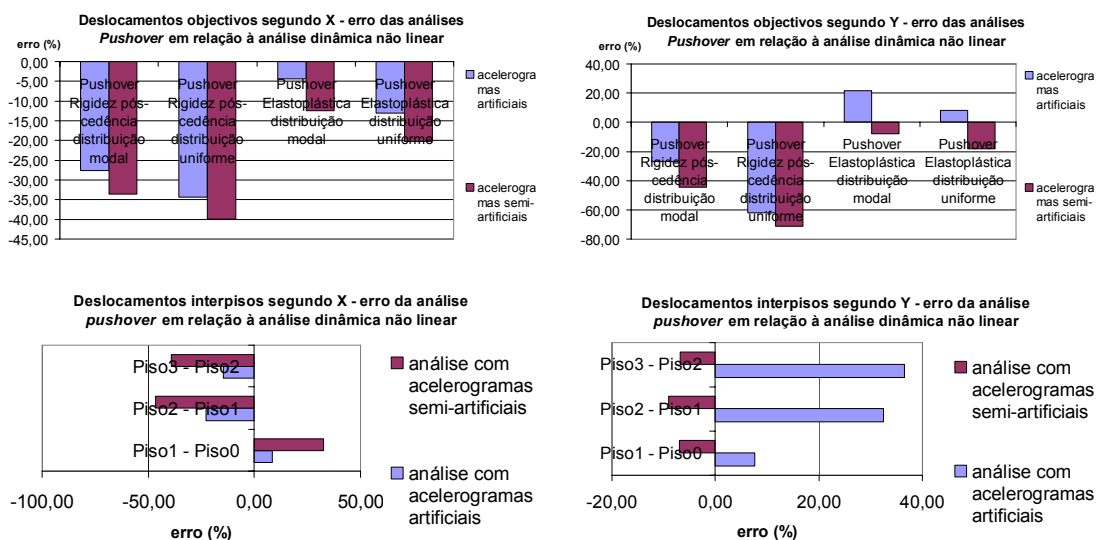


Figura 6.60 – “Erro” das análises *Pushover* em relação às análises dinâmicas não lineares.

Como se pode observar, o menor “erro” para os deslocamentos objectivos segundo X é obtido quando se compara a análise *Pushover* com uma idealização elastoplástica com uma distribuição modal de forças com a análise dinâmica não linear com acelerogramas artificiais e é de 4,41% (sendo que o deslocamento obtido com a análise *Pushover* é inferior ao obtido com a análise dinâmica não linear). O menor “erro” para os deslocamentos objectivos segundo Y é obtido quando se compara a análise *Pushover* com uma idealização elastoplástica com uma distribuição modal de forças com a análise dinâmica não linear com acelerogramas semi-artificiais e é de 7,87% (sendo que o deslocamento obtido com a análise *Pushover* é inferior ao obtido com a análise dinâmica não linear).

Os menores “erros” para os deslocamentos interpisos segundo X são obtidos quando se comparam a análise *Pushover* com a análise dinâmica não linear com acelerogramas artificiais. O menor “erro” é de 8,37% (sendo que o deslocamento obtido com a análise *Pushover* é superior ao obtido com a análise dinâmica não linear) e acontece no deslocamento entre o piso 0 e o piso 1. Segundo Y, os menores “erros” obtêm-se comparando a análise *Pushover* com a análise dinâmica não linear com acelerogramas semi-artificiais. O menor “erro” é de aproximadamente 7% (sendo que o deslocamento obtido com a análise *Pushover* é inferior ao obtido com a análise dinâmica não linear) e ocorre nos deslocamentos entre o piso 0 e o piso 1 e entre o piso 2 e o piso 3.

A diferença dos resultados obtidos com os diferentes métodos pode ser explicada pelos

seguintes aspectos:

- A planta irregular da estrutura conduz a problemas de torção que não são considerados adequadamente no procedimento adoptado para as análises estáticas não lineares;
- A modelação simplificada de piso rígido no plano adoptada no modelo de cálculo;
- Os acelerogramas usados para caracterizar a acção sísmica.

De facto, o método N2 recomendado pelo Eurocódigo 8 para a aplicação da análise *pushover* apresenta algumas limitações, nomeadamente no que diz respeito a edifícios tridimensionais irregulares em planta. O edifício em estudo apresenta irregularidade em planta originando problemas de torção cuja quantificação é difícil de realizar com o método proposto.

No programa utilizado neste estudo para analisar o edifício não é possível modelar as lajes como rígidas no plano. Deste modo, para simular o efeito de piso rígido utilizaram-se barras com uma rigidez axial bastante elevada e colocadas em cruz (4 cruces por piso) que limitavam as deformações no próprio plano do piso. Contudo, este procedimento não conduz a resultados tão próximos da realidade quanto aqueles obtidos com modelos que simulem lajes e o respectivo comportamento de piso rígido.

É importante referir também que os resultados obtidos a partir das análises dinâmicas não lineares dependem bastante dos acelerogramas utilizados. Na realidade, os resultados a partir da análise dinâmica não linear utilizando acelerogramas semi-artificiais afastaram-se um pouco dos obtidos a partir da análise com acelerogramas artificiais. Isto justifica-se pelo facto dos acelerogramas semi-artificiais terem sido definidos a partir de registos reais, e terem sido posteriormente adaptados ao espectro do EC8 utilizado, enquanto os artificiais foram obtidos directamente a partir deste espectro com uma margem de erro menor. De facto, se se proceder à análise da Figura 6.29 à Figura 6.40 é possível concluir que os espectros compatíveis com os acelerogramas artificiais aproximam-se mais do espectro de referência do que no caso dos acelerogramas semi-artificiais. Uma maneira de melhorar os resultados seria utilizar um maior número de acelerogramas semi-artificiais e aplicá-los com várias combinações de direcções. Em análises dinâmicas não lineares tridimensionais subsiste ainda a dúvida sobre os acelerogramas a usar nas duas direcções principais. Muitos estudos, sobre este assunto, têm sido desenvolvidos, salientando-se o trabalho recente desenvolvido por Beyer e Bommer [2007]. Neste estudo dá-se ênfase aos aspectos seguintes:

- A variação da resposta de uma estrutura depende do ângulo de incidência da acção sísmica relativamente aos eixos estruturais. São os sismólogos e os engenheiros sísmicos que decidem qual o ângulo de incidência que provoca a resposta máxima e a resposta média da estrutura. No trabalho de Beyer e Bommer [2007] afirma-se que, se

a probabilidade de excedência da acção sísmica não for alterada conforme o ângulo de incidência, então a resposta mais adequada a considerar na análise será aquela originada para o ângulo de incidência que provoca a resposta média da estrutura. A resposta da estrutura para um ângulo de incidência arbitrário serve de aproximação da resposta mediana;

- Mostra-se em Beyer e Bommer [2007] que os acelerogramas escolhidos com base no critério de boa compatibilização com o espectro de referência apresentam menores coeficientes de variação do que se forem escolhidos com base num cenário de um sismo definido em termos de magnitude e distância epicentral no período fundamental da estrutura. Deste modo, será necessário um menor número de acelerogramas para alcançar uma estimativa estável da resposta mediana se estes forem gerados segundo o primeiro critério do que se forem gerados a partir do segundo. O coeficiente de variação da resposta pode ser reduzido ainda mais se a aplicação dos acelerogramas não for feita segundo ângulos de incidência aleatórios mas sim segundo o ângulo de incidência que provoca a resposta mediana da estrutura, entre todos os ângulos de incidência possíveis. Isto implica realizar diversas análises para cada acelerograma, mas é discutido neste artigo que um simples modelo com um menor número de graus de liberdade pode ser um bom substituto de modelos mais complexos para estudar a orientação relevante da acção sísmica.
- Outra maneira de reduzir o coeficiente de variação da resposta é escalar convenientemente os acelerogramas. Neste artigo foram estudados alguns procedimentos para escalar estes acelerogramas mas o coeficiente de variação não foi reduzido. Neste estudo, todos estes procedimentos consistiram em escalar linearmente os registos sísmicos. A opção de ajustar as duas componentes de um registo com pequenas ondas [Hancock et al., 2006] para alcançar uma melhor adaptação entre o espectro de referência e o espectro compatível ainda não foi investigado mas será o tópico de futuros estudos.

A aplicação das recomendações incluídas neste estudo poderão melhorar os resultados quando se utiliza uma análise dinâmica não linear com acelerogramas obtidos a partir de registos reais.

Por fim é também de salientar a recomendação relacionada com a escolha do ângulo de incidência da acção sísmica para reduzir o erro associado à resposta da estrutura quando actuada por um sismo.

Esta é uma matéria muito actual entre a comunidade científica, sendo o seu estudo vital para a evolução e melhoria dos resultados obtidos a partir deste tipo de análises.

6.2.6.4. Comparação dos resultados obtidos com outros programas de cálculo

Em Fajfar *et al.* [2005] o edifício SPEAR foi modelado e analisado utilizando o programa *OpenSeeS* [PEER, 1999]. O modelo considerado foi de plasticidade concentrada, estando as rótulas plásticas localizadas no início e no fim das vigas e pilares, ver Figura 6.1. Foi considerada a degradação da rigidez na envolvente da relação momento-rotação da secção e os efeitos P- Δ . Na Figura 6.61 e na Figura 6.62 apresentam-se os deslocamentos interpisos obtidos neste trabalho utilizando o *SeismoStruct* e os obtidos usando o *OpenSeeS*, respectivamente. Estes resultados foram obtidos a partir de análises dinâmicas não lineares, para um ag de 0,2g. Na Figura 6.62, para além dos resultados obtidos com o programa *OpenSeeS* (“*Analysis*”), apresentam-se ainda os deslocamentos interpisos obtidos a partir de ensaios experimentais (“*Experiment*”) realizados no *European Laboratory for Structural Assessment* (ELSA) do *Joint Research Centre* (JRC) da Comissão Europeia, no âmbito do projecto da União Europeia: *Seismic Performance Assessment and Rehabilitation* (SPEAR). Detalhes da experiência podem ser encontrados por exemplo em [Negro *et al.*, 2004].

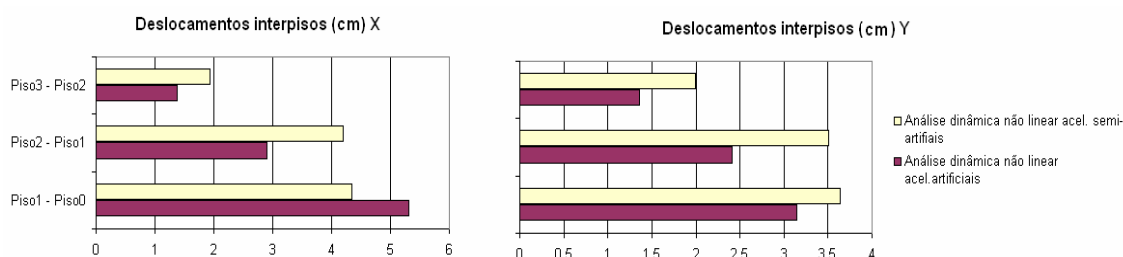


Figura 6.61 – Deslocamentos interpisos (cm) utilizando o *SeismoStruct*.

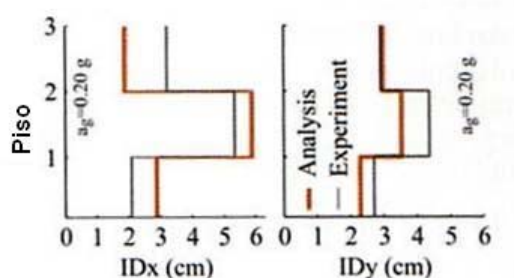


Figura 6.62 – Deslocamentos interpisos (cm) obtidos a partir do *OpenSeeS* (“*Analysis*”) e de ensaios experimentais (“*Experiment*”) [Fajfar *et al.*, 2005].

A diferença dos modelos computacionais utilizados e das análises efectuadas foram as seguintes:

- Os acelerogramas utilizados nas duas análises foram diferentes apesar de todos serem compatíveis com o mesmo espectro de resposta, o que poderá explicar a diferença nos resultados obtidos. Na análise efectuada com o *SeismoStruct* utilizaram-se acelerogramas artificiais e semi-artificiais descritos anteriormente neste capítulo. Na

análise utilizando o *OpenSeeS* utilizaram-se 56 acelerogramas e mais 8 variantes do registo obtido em Hercegnovi durante o sismo de 1979 em Montenegro e ajustado ao espectro de resposta do EC8 (Tipo 1, Solo C). Este registo contém dois acelerogramas semi-artificiais em direcções ortogonais. As componentes horizontais ortogonais do registo bem como o espectro de resposta podem ser encontrados por exemplo em Negro *et al.* [2004]. As 8 variantes deste registo mencionadas, foram obtidas fazendo as diferentes combinações das suas duas componentes ortogonais segundo as direcções X e Y e nos sentidos positivo e negativo. Este registo foi utilizado no ensaio experimental realizado no laboratório ELSA, ver Figura 6.62 (“*Experiment*”);

- No *SeismoStruct* foi utilizado um modelo de plasticidade distribuída e no *OpenSeeS* foi utilizado um modelo de plasticidade concentrada;
- No *SeismoStruct* não é possível modelar a laje de piso, sendo o comportamento de diafragma rígido simulado com a utilização de barras de grande rigidez axial e rigidez à flexão e torção nulas colocadas ao nível de cada piso (como foi descrito na modelação da estrutura). No *OpenSeeS* a laje pode ser modelada e portanto o comportamento de diafragma rígido poderá ser melhor representado.

Como se pode observar na Figura 6.61 e na Figura 6.62, existe uma diferença significativa no *interstorey drift* do segundo piso. Esta diferença pode ser explicada pelos seguintes factores:

- no modelo do *SeismoStruct* considerou-se um pé direito de 3m para todos os pisos, enquanto que no *OpenSees* considerou-se um pé direito de 2,75m no primeiro piso e de 3 m no segundo e no terceiro pisos. No *OpenSees* tomou-se esta opção porque enquanto no segundo e terceiro pisos se considerou a distância entre a linha média das lajes de cada piso (3m), no primeiro piso considerou-se a distância da linha média da laje do primeiro piso à superfície do piso térreo, não considerando a fundação, portanto 2,75m. Esta variação de pé direito do primeiro para o segundo piso, que faz com que o primeiro piso seja mais rígido que o segundo e o terceiro pisos, justifica em grande parte o aumento brusco do *interstorey drift* do primeiro para o segundo piso obtido a partir do *OpenSees* e a diferença em relação aos resultados obtidos com o *SeismoStruct* [Fajfar *et al.*, 2005];
- no ensaio realizado no laboratório Elsa o modelo do edifício apresentava danos iniciais antes do teste. O modelo computacional utilizado no *OpenSees* teve em conta estes danos utilizando para tal uma degradação da resistência; e uma redução da capacidade de dissipação de energia na modelação do edifício. No modelo estudado com o *SeismoStruct* não se aplicaram estas modificações nas características do edifício [Fajfar *et al.*, 2005].

Em Jeong e Elnashai [2005] o edifício SPEAR foi modelado e analisado utilizando o programa

ZeusNL [Elnashai *et al.*, 2003]. Este programa utiliza modelos de plasticidade distribuída tal como acontece no *SeismoStruct*. Na Figura 6.63 e na Figura 6.64 apresentam-se as curvas de capacidade da estrutura em estudo segundo as duas direcções X e Y para os dois programas utilizados, *SeismoStruct* e *ZeusNL*, respectivamente. Na Tabela 6.11 apresentam-se as características dos modelos utilizados no programa *ZeusNL*. No artigo que descreve a análise do edifício SPEAR utilizando o *ZeusNL* [Jeong e Elnashai, 2005], não vem referido o tipo de distribuição de forças utilizado para a obtenção das curvas de capacidade da estrutura apresentadas na Figura 6.64.

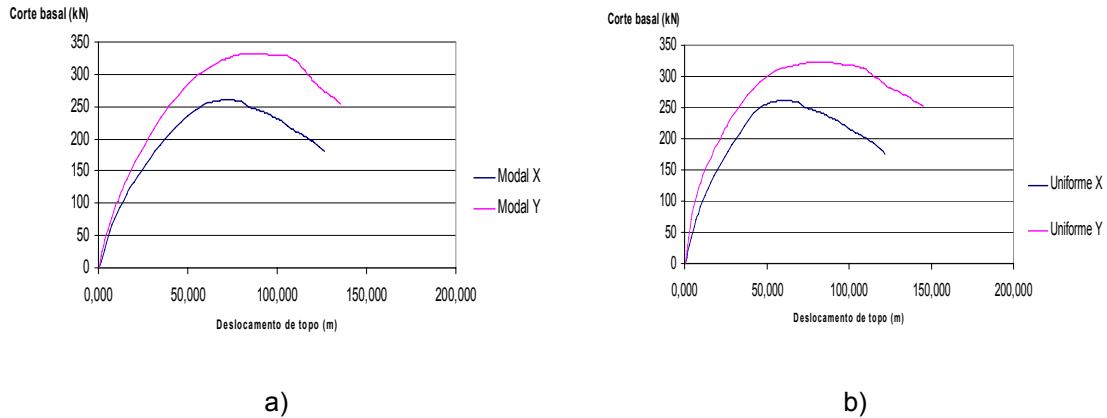


Figura 6.63 – Curvas de capacidade da estrutura utilizando o *SeismoStruct*: a) Distribuição modal de forças ; b) Distribuição uniforme de forças.

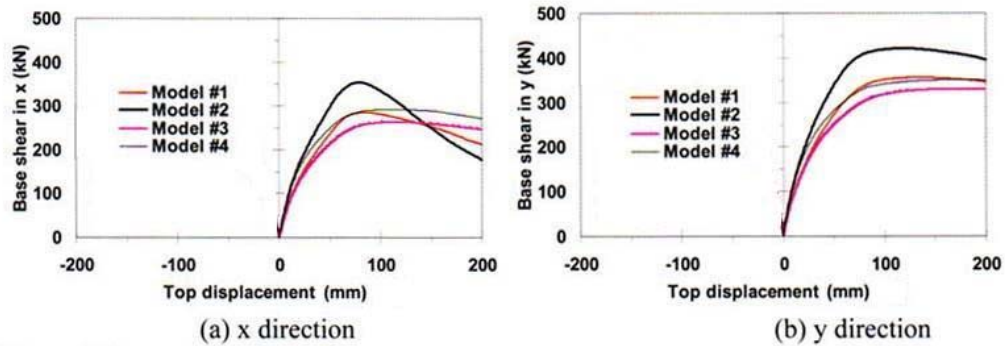


Figura 6.64 – Curvas de capacidade da estrutura utilizando o *ZeusNL* [Jeong e Elnashai, 2005].

Tabela 6.11 – Características dos modelos usados no programa *ZeusNL*

	Laje – diafragma rígido	Ligações rígidas nas extremidades dos pilares	Corte nos nós viga-coluna
Model #1	Sim	Não	Não
Model #2	Sim	Sim	Não
Model #3	Sim	Não	Sim
Model #4	Sim	Sim	Sim

A diferença dos resultados obtidos poderá ser devida a:

- O programa *ZeusNL* permite modelar a laje simulando melhor o efeito de diafragma rígido ao contrário do permitido com a versão actual do *SeismoStruct*;
- No *SeismoStruct* não se utilizaram ligações rígidas nas extremidades dos pilares ao contrário do que aconteceu no *ZeusNL*.

7. Comentários finais

É importante que na concepção de estruturas de edifícios se cumpram as recomendações prescritas no capítulo 2 desta dissertação, para que os erros do passado não se voltem a repetir provocando situações trágicas de destruição ilustradas neste capítulo.

Estudou-se inicialmente um edifício de betão armado que foi dimensionado segundo o Eurocódigo 8 recorrendo-se à análise dinâmica linear por espectros de resposta e no qual foram aplicadas posteriormente as análises não lineares, fundamentalmente para avaliação do seu desempenho.

Os resultados obtidos através da análise estática não linear (*Pushover*) feita segundo as regras preconizadas pelo Eurocódigo 8, realizada no capítulo 5, estão próximos dos obtidos com a análise dinâmica linear, como seria de esperar para a estrutura em estudo. De facto este tipo de análise fornece bons resultados para estruturas regulares, como é o caso do primeiro edifício analisado neste estudo.

A realização das análises estáticas não lineares nas duas direcções, permitiu concluir que a ductilidade do edifício em estudo poderia ter sido melhor explorada segundo a direcção X aquando da definição do coeficiente de comportamento na análise dinâmica linear. Esta conclusão foi retirada a partir da análise da relação α_u / α_1 , obtida a partir dos resultados do *Pushover*, que permite avaliar a hiperestaticidade da estrutura em cada uma das direcções e analisar a possibilidade da estrutura explorar o comportamento não linear.

A avaliação da ductilidade exigida e da ductilidade disponível (a primeira era menor que a segunda em todos os casos de análise) também permitiu concluir que a estrutura estava sobredimensionada ou, alternativamente, que para a estrutura assim definida a acção sísmica poderia aumentar.

O dimensionamento da estrutura foi feito por capacidades resistentes (*Capacity Design*). Com a análise estática não linear (*Pushover*) veio-se confirmar que os objectivos desta metodologia tinham sido atingidos uma vez que as rótulas plásticas se formaram preferencialmente nas vigas e não nos pilares – *weak beam-strong column*. As únicas rótulas plásticas que se formaram nos pilares foram na base destes (ao nível do rés-do-chão) e na base dos núcleos de escadas e de elevadores, como foi assumido no dimensionamento. Através do dimensionamento por capacidades resistentes é possível ter um melhor controlo dos danos, um conhecimento à priori das zonas onde os danos vão ocorrer, melhores estimativas das exigências de ductilidade a impor às estruturas, e um comportamento dúctil evitando as roturas frágeis ou a formação de mecanismos de colapso indesejados.

O método N2 recomendado pelo Eurocódigo 8 para a aplicação da análise *pushover* apresenta

algumas limitações, nomeadamente no que diz respeito a edifícios tridimensionais irregulares em planta. O edifício SPEAR, estudado no capítulo 6, apresenta irregularidade em planta originando problemas de torção cuja quantificação é difícil de realizar com este método.

Os resultados obtidos a partir das análises dinâmicas não lineares dependem bastante dos acelerogramas utilizados, como foi possível concluir através do estudo do edifício SPEAR.

O edifício SPEAR apresenta deslocamentos relativos interpisos inferiores a 2,5% para o nível de acção sísmica estudado (0,2g). Pode-se, portanto concluir que o edifício resiste ao sismo estudado.

Os objectivos propostos inicialmente neste trabalho foram alcançados. Este trabalho permitiu: 1) aprofundar o conhecimento do Eurocódigo 8 e 2) experimentar e explorar os diferentes tipos de análise sísmica propostos neste documento, em particular os que dizem respeito às análises não lineares. É de extrema importância a familiarização com este documento pois no futuro deve-se verificar a utilização generalizada das normas europeias.

8. Referências

Antoniou, S.; Pinho, R., [2003] “Seismostruct – Seismic Analysis program by Seismosoft”, Technical manual and User manual.

Bento, R., Lopes M., [1999] “Modelação Fisicamente Não Linear de Estruturas de Betão Armado”, Disciplina de Modelação e Análise Estrutural – 3º módulo.

Bertero, V. V. [1997] NISEE, “National Information Service for Earthquake Engineering”, Universidade da Califórnia, Berkeley, <http://nisee.berkeley.edu/bertero/>.

Beyer, K., Bommer, J.J., [2007] “Selection and Scaling of real accelerograms for bi-directional loading: a review of current practice and code provisions”, Journal of Earthquake Engineering, Imperial College Press.

Bhatt, C. [2005] “Dimensionamento e Avaliação Sísmica de Estruturas de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8”, Trabalho Final de Curso da Licenciatura em Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico.

Bhatt, C., Branco M., Fonseca, J., [2005] “Estudo Prévio da Estrutura de um Edifício”, Disciplina de Estruturas de Edifícios, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico.

Bhatt, C., Fonseca, J., [2005] “Modelação e Análise dos Esforços de uma Estrutura”, Disciplina de Modelação e Análise Estrutural, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico.

CEN, [2003] “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”, Ref. N° prEN 1998-1:2003 E, Bruxelas.

CEN, [2003] “Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules- Structural fire design”, Ref. N° prEN 1992-1-2:2003 E, Bruxelas.

Computers and Structures, Inc., [2004] “CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS and SAFE”.

Chopra, A., K.[1995] “Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering”, Prentice Hall.

Denoël, V., [2001] "Generation of Spectrum Compatible Accelerograms (GOSCA)", Research Report, Université de Liège (Belgique).

EERI México II, [1987] "Slides on the 19 September 1985 México Earthquake. Set II: Patterns of building failure", EERI Earthquake Engineering Research Institute.

Elnashai, A.S., Papanikolaou, V., Lee, D-H. [2003], "ZeusNL – A system for inelastic analysis of structures". *Mid-America Earthquake (MAE) Center Report*, CD Release 03-02.

Espinoza, D. A., Gilmore, A. T. [2002] "Factores de Reducción de Fuerzas Sísmicas para el Diseño de Estructuras con Sistemas Pasivos de Disipación de Energía", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 66 73-93.

Fajfar, P., [2002] "Structural Analysis in earthquake engineering – a breakthrough of simplified non-linear methods", University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, Slovenia, Published by Elsevier Science Ltd, All rights reserved, *12th European Conference on Earthquake Engineering*, Paper Reference 843.

Fajfar, P., Dolsek, M., Marusic, D., Stratan, A. [2005] "Pre- and post-test mathematical modelling of the SPEAR building", *Proceedings of the International Workshop Ispra*, 4-5 April 2005.

Fardis, M.N., [2002] "Design of an irregular building for the SPEAR project" – Description of the 3 storey building, University of Patras.

Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N.A., Bommer, J.J., Markatis, A., McCoy, E., Mendis, R. [2006] "An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets", *Journal of Earthquake Engineering*, 10 (special issue 1), 67-89.

Izzuddin, B. A. [1991] "Non-linear Dynamic Analysis of Framed Structures", PhD Thesis, Imperial College, University of London.

Jeong, S.-H., Elnashai, A. S. [2005] "Analytical assessment of a 3D full scale RC building test", *Proceedings of the International Workshop Ispra*, 4-5 April 2005.

Jeong, S.-H., Elnashai, A., [2003] "Analytical Assessment of the seismic performance of an irregular RC test structure", Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, USA.

Karsan, I. D.; Jirsa, J. O. [1996] "Behaviour of concrete under compressive loadings", ASCE

Journal of the Structural Division, Vol. 95. ST12.

Lai, S. P. [1982] "Statistical characterization of strong ground motions using power spectral density function", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 72, No. 1, pp. 259-274.

Loeding, S., Kowalsky, M. J., and Priestley, M.J.N., [1998] "Displacement-based design methodology applied to R.C. Building frames." Report SSRP 98/06 Structures Department, UCSD.

Mander, J. B.; Priestley, M. J. N. e Park, R. [1988] "Theoretical stress-strain model for confined concrete." *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol.114.No.8.pp.1804-1826.

Marchão, C. [2003] "Folhas da disciplina de Betão Armado II", disciplina de Betão Armado II, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico.

Martinez-Rueda, J.E.; Elnashai, A. S. [1997] "Confined concrete model under cyclic load." *Materials and Structures*, Vol. 30, No. 197, pp. 139-147.

Massena, B., [2004] "Avaliação do desempenho sísmico de uma estrutura em pórtico de betão armado", dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas, Orientador Científico: Doutora Ema Coelho, Co-Orientador Científico: Doutora Rita Bento.

Negro, P., Mola, E., Molina, F.J., Magonette, G.E. [2004] "Full-Scale PSD Testing of a Torsionally Unbalanced Three-Storey Non-Seismic RC Frame", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, Paper No.968.

Oliveira, C.S., [1989] "Efeitos dos sismos sobre as construções", *Revista Engenharia e Arquitectura*, Ano 3, N°13, ppg.34-52, N°14/15.

PEER [1999] "Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES)", Pacific Earthquake Eng. Research Center, Univ. of California, Berkeley, <http://opensees.berkeley.edu/>.

Pilakoutas, K., [2004] "Reinforced Concret Structures", SECED – Imperial College London Short Course on PRACTICAL SEISMIC DESIGN Principles & Application to EC8 – Day 1: Principles of Seismic Design, Part II – Geotechnics and Structures.

Pré-Norma Europeia ENV206, [1990] "Betão – Comportamento, produção, colocação em obra e critérios de conformidade".

R.E.B.A.P, [1983] "Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado", Decreto-Lei

nº 349-C/83, de 30 de Julho.

R.S.A, [1983] “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes”, aprovado pelo Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio.

Rodrigues, F., [2004] “Avaliação sísmica de estruturas de edifícios existentes. Aplicações com ênfase no método N2”, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas, Orientador Científico: Doutora Rita Bento.

Seong-Hoon, J.; Elnashai, A. [2002] “Seismic Assessment of the RC Structure”, UIUC.

Stratan, A., Fajfar, P., [2002] “Seismic Assessment of the SPEAR test structure”, IKPIR Report, University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, Institute of Structural Engineering, Earthquake Engineering and Construction IT (IKPIR).

Tung, A., J N Wang, A S Kiremidjian, E Kavazanjian [1992] “Statistical parameters of AM and PSD functions for the generation of site-specific strong ground motions”, *Memorias, Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 2, pp. 867-872.

Anexos

A. Directrizes do EC8: Coeficientes de combinação, classes e factores de importância

A.1 Coeficientes de combinação para acções variáveis

Na combinação da acção sísmica com as outras acções variáveis, utiliza-se o coeficiente de combinação ψ_{Ei} , que é o coeficiente de combinação da acção variável i e é definido pela seguinte expressão:

$$\psi_{Ei} = \varphi \times \psi_{2i}$$

O valor do coeficiente de combinação ψ_{2i} , para o valor quase-permanente da acção variável i , para o dimensionamento de edifícios é dado no Anexo A1 do EN 1990:2002 do EC8. O valor do coeficiente φ a utilizar em cada país encontra-se no Anexo Nacional correspondente. Os valores recomendados deste coeficiente encontram-se na Tabela A. 1 e presentes no EC8. As categorias mencionadas na tabela encontram-se definidas em EN 1991-1-1:2002.

Tabela A. 1 – Valores recomendados de φ para calcular ψ_{Ei} .

Tipo de acção variável	Piso	φ
Categorias A-C	Telhado	1,0
	Pisos com ocupação correlacionada	0,8
	Pisos ocupados independentemente	0,5
Categorias D-F e Arquivos		1,0

A.2 Classes e factores de importância

Os edifícios são classificados em 4 classes de importância, dependendo das consequências do seu colapso para a vida humana, da sua importância para a segurança pública e para a protecção civil no período imediatamente após o sismo, e das consequências sociais e económicas do colapso.

As classes de importância são caracterizadas pelos factores de importância γ_I descritos na Tabela A. 2 e presente no EC8.

Tabela A. 2 – Classes de importância para edifícios.

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de menor importância para a segurança pública
II	Edifícios ordinários, não pertencentes a nenhuma outra categoria
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante devido às consequências associadas ao colapso, como o são escolas, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade durante os sismos são de importância vital para a protecção civil, como são os casos dos hospitais, quartéis de bombeiros, etc.

Para um sismo com um período de retorno de referência de 50 anos o factor de importância γ_i toma o valor de 1,0. O valor de γ_i para a classe de importância II deve ser, por definição, igual a 1,0.

Os valores a utilizar em cada país para os factores de importância estão especificados no Anexo Nacional respectivo. Estes factores podem tomar diferentes valores para as diferentes zonas sísmicas do país, dependendo do risco sísmico e das considerações relativas à segurança pública. Os valores recomendados de para as classes I, III e IV são respectivamente 0,8, 1,2, e 1,4.

B. Análise não linear de elementos de betão armado

B.1 Introdução

Para determinar a relação momento-curvatura de uma secção de betão armado, foi utilizada uma aplicação em *Excel*, cujo funcionamento e os procedimentos de cálculo subjacentes são explicados de seguida.

B.2 Modelos de comportamento físico do betão e do aço

Considerou-se o comportamento do betão simples descrito pela relação formulada por Hognestad, e cuja representação gráfica se encontra na Figura B. 1. O comportamento do aço foi simulado como especificado no Eurocódigo 2 e ilustrado na Figura B. 2.

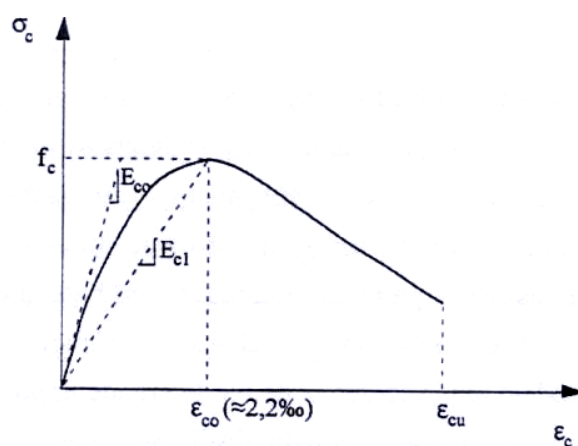


Figura B. 1 – Modelo de Hognestad.

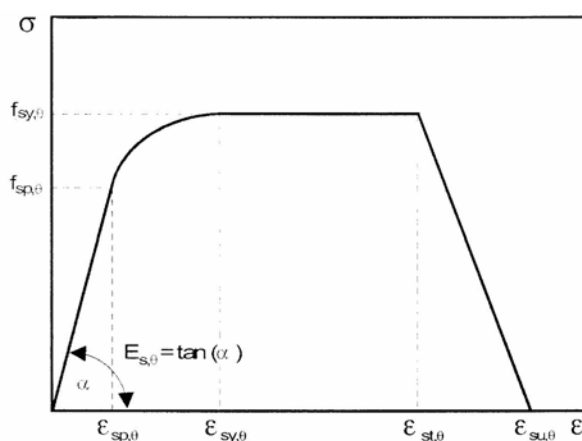


Figura B. 2 – Modelo de comportamento físico do aço [Eurocode 2, 2003].

B.3 Descrição do procedimento de cálculo

A secção de betão armado considerou-se dividida em 40 fibras. Segundo a hipótese de Bernoulli, as secções após deformação mantêm-se planas e perpendiculares ao eixo médio da secção. Fez-se variar incrementalmente a deformação no betão na fibra superior (ϵ_c), desde o valor zero até ao valor último de rotura do betão definido no modelo de Hognestad. É importante referir nesta fase, que este valor será um minorante do real valor da deformação última do betão nos casos em que este se encontra confinado. O confinamento da secção de betão armado é conferido pela presença de estribos.

O parâmetro k multiplicado pela altura útil da secção dá a posição do eixo neutro. Deste modo, para cada valor arbitrado de deformação do betão, fez-se variar o valor de k , até que a resultante das forças horizontais na secção fosse igual ao esforço normal aplicado. Em cada fibra sabendo a deformação respectiva sabe-se a tensão actuante dada pelos modelos representativos do comportamento do betão e do aço apresentados acima. Considerando distribuições de tensões rectangulares em cada fibra (aproximação aceitável dada a pormenorização da discretização) e multiplicando pela área da fibra, é possível quantificar a força horizontal em cada fibra quer no betão quer no aço. Considerou-se no modelo que o aço traccionado se encontrava em baixo, aparecendo assim uma força de tracção na parte debaixo da secção. Quando a resultante for igual ao esforço normal aplicado dá-se como definida a posição do eixo neutro. Considerou-se como simplificação admissível que o esforço normal actuava sempre no eixo neutro da secção. Uma vez calculada a posição do eixo neutro e com as forças horizontais definidas é possível calcular o momento em relação ao eixo neutro. A curvatura, por seu turno, é quantificada de acordo com a Equação B. 1:

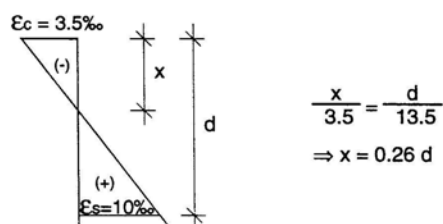
$$1/R = \epsilon_s / (d (1-k)) \quad \text{Equação B. 1}$$

Sendo ϵ_s a extensão no aço, d a altura útil da secção e k o parâmetro que relaciona a posição do eixo neutro com a altura útil.

Repetindo este procedimento para diversos valores de ϵ_c até à extensão última do betão, obtém-se a relação momento-curvatura da secção.

É sabido que para valores de k superiores a 0,26 a rotura da secção dar-se-à pelo betão e para valores inferiores a rotura dar-se-à pelo aço, como é possível observar na Figura B. 3. Para garantir um nível mínimo de ductilidade disponível na secção, é necessário que o valor de k seja inferior a 0,5.

Posição da LN para $\epsilon_c = 3.5\text{‰}$ e $\epsilon_s = 10\text{‰}$



Deste modo,

se $x < 0.26 d \Rightarrow \begin{cases} \epsilon_c < 3.5\text{‰} \\ \epsilon_s = 10\text{‰} \end{cases}$ (rotura pela armadura)

se $x > 0.26 d \Rightarrow \begin{cases} \epsilon_c = 3.5\text{‰} \\ \epsilon_s < 10\text{‰} \end{cases}$ (rotura pelo betão)

Figura B. 3 – Rotura da secção pelo betão ou pela armadura [Marchão, C., Folhas da disciplina de Betão Armado II, 2003]

O modelo de Hognestad considera que o betão resiste à tracção para valores pequenos desta. Este facto leva a que a relação momento-curvatura apresente uma ligeira perda de rigidez originada pela fendilhação do betão.

Naturalmente, se a deformação no aço atingir o valor de rotura deste material antes de ser atingida a deformação última do betão, a rotura da secção dar-se-á pelo aço.

B.4 Aproximações da curva de capacidade resistente da secção

Uma vez obtida a relação analítica momento-curvatura, utilizaram-se outras duas aplicações: uma que fornecia a aproximação/idealização Elastoplástica, Bilinear com rigidez pós-cedência e outra denominada de ECOR (Idealização Elastoplástica com conservação de rigidez inicial). Esta última idealização foi desenvolvida pelo grupo de trabalho do Dr. Gustavo Ayala do Instituto de Engenharia, da UNAM.

A curva de capacidade tem que ter duas características importantes:

- O último ponto da curva corresponde ao esforço para o qual secção entra em rotura;
- A área abaixo da curva de capacidade corresponde à energia histerética dissipada pela estrutura até alcançar o ponto de colapso.

Uma característica fundamental de qualquer idealização da curva de capacidade é que deve respeitar o princípio de igualdade de energias. Isto equivale a dizer que, a área abaixo do gráfico da idealização deve ser igual à área abaixo da curva de capacidade analítica.

B.4.1 Elastoplástica

Para a obtenção deste modelo foi necessário cumprir três requisitos. O primeiro foi atingir o valor da curvatura última calculado na relação analítica obtida primeiramente. O segundo requisito foi que o segundo tramo do gráfico fosse horizontal e passasse no ponto correspondente à curvatura última. Por fim respeitou-se o princípio de igualdade de energias.

Em resumo, a idealização elastoplástica apresenta as seguintes características:

- Não conserva o declive/rigidez inicial da curva de capacidade analítica;
- Respeita o princípio de igualdade de energias;
- Não apresenta rigidez depois da cedência.

Deste modo obtém-se um gráfico semelhante ao representado na Figura B. 4.

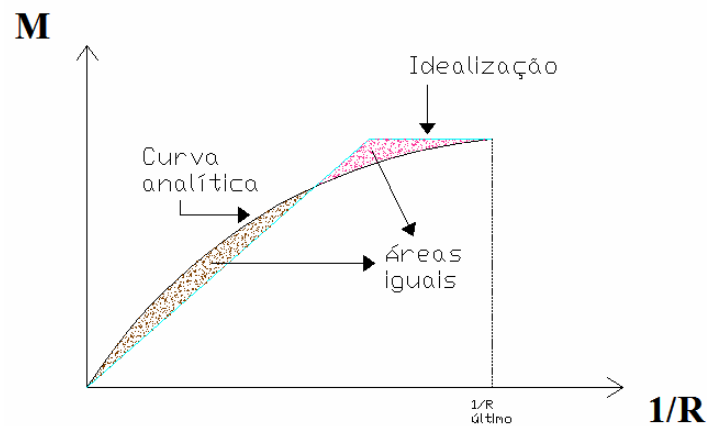


Figura B. 4 – Idealização elastoplástica.

B.4.2 Bilinear

Neste modelo os princípios respeitados foram os seguintes:

1. O declive do primeiro tramo é definido por dois pontos: a) a origem; b) o ponto da curva analítica que tem como ordenada o valor de 0,60 do momento de cedência da secção;
2. O declive do segundo tramo é definido por dois pontos: a) o ponto da curva analítica que corresponde à curvatura última da secção; b) o outro ponto é obtido pelo princípio da igualdade de energias, obtido igualando as áreas abaixo e acima do primeiro e segundo tramos do gráfico.

Resumindo, as características deste tipo de idealização são as seguintes:

- O declive inicial/rigidez inicial da curva de capacidade analítica está mais próximo

- do declive da curva idealizada;
- Princípio da igualdade de energias;
- Rigidez depois da cedência diferente de zero.

Esta idealização está representada na Figura B. 5.

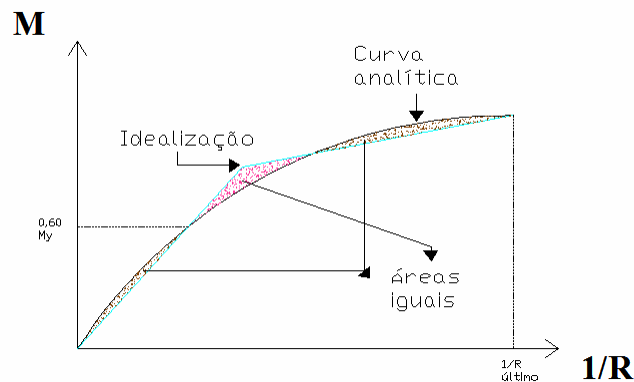


Figura B. 5 – Idealização bilinear com rigidez pós-cedência.

B.4.3 ECOR

Neste modelo, os pressupostos assumidos foram as seguintes:

1. O declive do primeiro tramo é definido por dois pontos: a) a origem; b) o ponto da curva analítica que toma como valor de momento $0,6$ do momento de cedência da secção.
2. O segundo tramo é horizontal e atinge o valor de curvatura última. A sua intersecção com o primeiro tramo é definida pelo princípio da igualdade de energias, igualando as áreas abaixo e acima do primeiro e segundo tramos do gráfico.

Resumindo as características desta idealização:

- O declive inicial/rigidez inicial da curva de capacidade analítica está próximo do declive da curva idealizada;
- Cumpre o Princípio da igualdade de energias;
- Rigidez nula após a cedência.

Esta idealização é ilustrada na Figura B. 6.

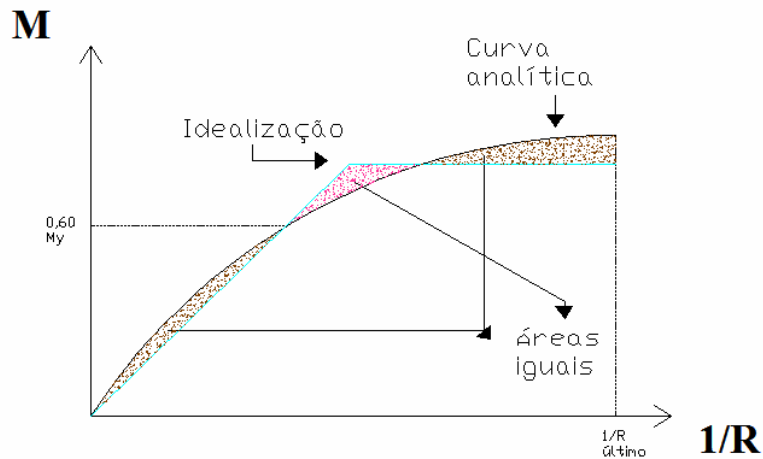


Figura B. 6 – Idealização elastoplástica com conservação da rigidez inicial.

Analisando os três tipos de idealização, é possível dizer que a aproximação bilinear com rigidez pós-cedência é a que mais se aproxima da realidade. Isto porque apresenta rigidez de pós-cedência e apresenta um declive inicial próximo do da curva analítica.

B.5 Exemplo de aplicação

Apresenta-se de seguida um exemplo de análise da relação momento-curvatura para uma secção de betão armado representada na Figura B. 7.

A secção em estudo tem uma largura de 30 cm e uma altura de 40 cm. O betão utilizado é o B25 e o aço é do tipo A500 NR. O recobrimento da secção considerou-se de 4,5cm. O esforço normal aplicado é de compressão e é de 200 kN.

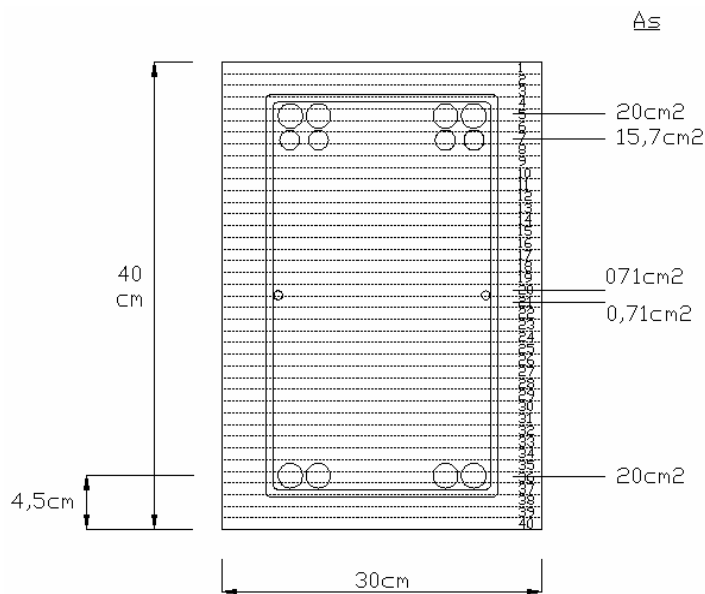


Figura B. 7 – Secção em estudo.

Inserindo estes dados na aplicação de *Excel*, é possível obter a relação $M - 1/R$ da secção (Figura B. 8).

NF=	40		Point nº	ε_c	M [kN-m]	φ [1/m]
b =	0.30 m		0	0	0	0
h =	0.40 m	Cracking	1	0.0005	32.95	0.0004
rec =	0.045 m		2	0.0006	146.45	0.00439
$f'c =$	3.3 E+04 kN/m ²		3	0.0007	173.27	0.00532
$f_y =$	4.3 E+05 kN/m ²		4	0.0008	199.64	0.00623
$E_s =$	2.0 E+08 kN/m ²		5	0.0010	225.64	0.00714
$\varepsilon_{cu} =$	0.0038		6	0.0011	251.16	0.00805
$\varepsilon_{cs} =$	0.0020		7	0.0012	276.20	0.00894
P =	200 kN		8	0.0013	298.94	0.00989
$\varepsilon_{sv} =$	0.0022		9	0.0014	301.99	0.01157
$f_r =$	3086 kN/m ²		10	0.0015	304.74	0.01329
$E_c =$	3.4 E+07 kN/m ²		11	0.0016	307.16	0.01508
n =	5.95		12	0.0018	309.47	0.01687
$y_a =$	0.207 m		13	0.0019	311.57	0.01871
$I_{gt} =$.0022 m ⁴		14	0.0020	313.50	0.02054
$k_3 =$	0.925435		15	0.0021	314.70	0.02247
			16	0.0022	315.46	0.02445
	30		17	0.0023	316.19	0.02641
d =	0.355 m		18	0.0024	316.90	0.02835
k =	0.2047		19	0.0025	317.51	0.03032
			20	0.0027	318.05	0.03233
		Calcular MC	21	0.0028	318.59	0.03433
		strain hardening??	22	0.0029	319.12	0.03632
		YES	23	0.0030	319.63	0.03830
			24	0.0031	320.14	0.04028
			25	0.0032	320.64	0.04225
			26	0.0033	321.13	0.04422
			27	0.0035	321.62	0.04619
		Definition of s-h parameters	28	0.0036	322.08	0.04822
$\varepsilon_{su} =$	0.075		29	0.0037	322.52	0.05025
inc =	1.15	Ultimate	30	0.0038	322.97	0.05228
					propio w s-h	
					M [kN-m]	φ [1/m]
					322.97	0.0523

Figura B. 8 – Relação $M-1/R$ da secção em estudo obtida através do *software* utilizado.

Como foi descrito atrás, o equilíbrio final de forças horizontais era atingido em cada iteração, Figura B. 9.

$$P = 200.0 \text{ kN}$$

$$\text{Final equilibrium} = 0.0 \text{ kN}$$

Figura B. 9 – Equilíbrio das forças horizontais em cada iteração.

O gráfico representativo da relação analítica $M-1/R$, da secção em estudo, assim obtida, está representado na Figura B. 10.

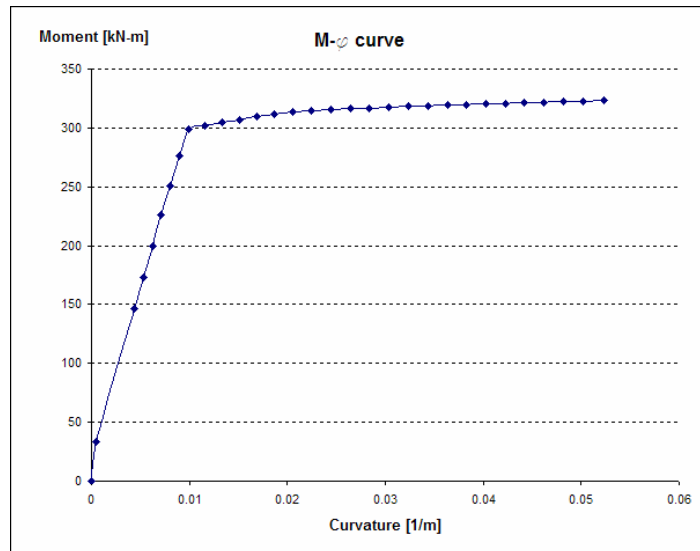


Figura B. 10 – Gráfico da relação analítica M-1/R da secção em estudo.

É possível observar no gráfico, uma diminuição do declive do primeiro troço para o segundo troço devido à fendilhação do betão. De facto, neste instante o betão atinge a tensão de tracção máxima resistente, acabando por fendilhar, o que provoca uma diminuição da rigidez da secção. Esta diminuição de rigidez concretiza-se por uma diminuição do declive da curva. De seguida, calcularam-se as idealizações Elastoplástica, Bilinear com rigidez pós-cedência e a ECOR (Idealização Elastoplástica com conservação de rigidez inicial), como se pode ver na Figura B. 11 e na Figura B. 12.

Analítica					Bilineal			Elastoplástica			Elastoplástica (CISEM)			
Nº	Curv	Mom	Area	Area Acum	x p _r	y p _r	m _r	x p _d	y p _d	x p _r	y p _r	m _r	x p _d	y p _d
1	0	0	0.00	0.00	0	0				0	0			
2	0	0	0.00	0.00										
3	0	0	0.00	0.00										
4	0	0	0.00	0.00										
5	0	0	0.00	0.00										
6	0	0	0.00	0.00										
7	0	0	0.00	0.00										
8	0	0	0.00	0.00										
9	0.0000	0.00	0.00	0.00										
10	0.0004	32.95	0.01	0.01										
11	0.0044	146.45	0.35	0.36										
12	0.0053	173.27	0.15	0.51										
13	0.0062	199.64	0.17	0.68										
14	0.0071	225.64	0.19	0.87										
15	0.0080	251.16	0.22	1.09										
16	0.0089	276.20	0.24	1.32										
17	0.0099	298.94	0.27	1.60										
18	0.0116	301.99	0.50	2.10										
19	0.0133	304.74	0.52	2.63										
20	0.0151	307.16	0.55	3.17										
21	0.0169	309.47	0.55	3.73										
22	0.0187	311.57	0.57	4.30										
23	0.0205	313.50	0.57	4.87										
24	0.0225	314.70	0.61	5.47										
25	0.0244	315.46	0.62	6.10										
26	0.0264	316.19	0.62	6.72										
27	0.0284	316.90	0.62	7.33										
28	0.0303	317.51	0.62	7.96										
29	0.0323	318.05	0.64	8.59										
30	0.0343	318.59	0.64	9.23										
31	0.0363	319.12	0.64	9.87										
32	0.0383	319.63	0.63	10.50										
33	0.0403	320.14	0.63	11.13										
34	0.0422	320.64	0.63	11.76										
35	0.0442	321.13	0.63	12.39										
36	0.0462	321.62	0.63	13.03										
37	0.0482	322.08	0.65	13.68										
38	0.0503	322.52	0.65	14.34										
39	0.0523	322.97	0.65	14.99										

Figura B. 11 – Idealizações Elastoplástica, Bilinear com rigidez pós-cedência e ECOR a partir da curva analítica de capacidade da secção.

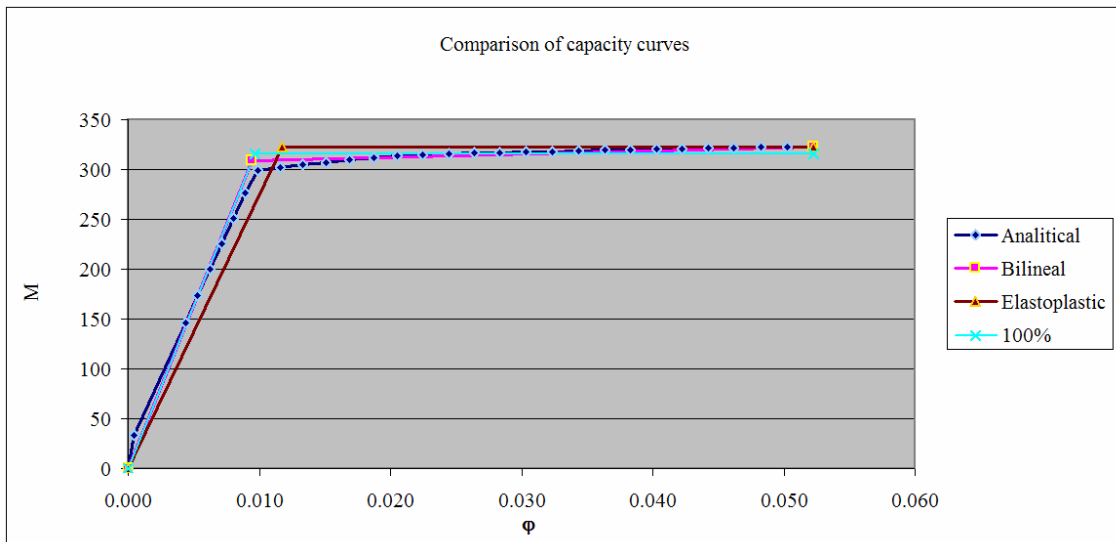


Figura B. 12 – Curvas das Idealizações Elastoplástica, Bilinear com rigidez pós-cedência e ECOR a partir da curva analítica de capacidade da secção.

B.5.1 Variação da ductilidade da secção com o esforço normal

Para a secção em estudo, fez-se variar o esforço normal actuante. Experimentaram-se esforços normais de 400kN, 800kN e 1200kN. As curvas de capacidade M-1/R estão representadas na Figura B. 13, Figura B. 14 e na Figura B. 15.

Pela observação destas curvas é possível concluir que quanto maior o esforço normal, maior é a resistência da secção, mas menor será a sua ductilidade. Deste modo, a secção apresentará uma tensão de rotura superior mas terá menor capacidade de rotação em regime não linear, à medida que o esforço normal vai aumentando.

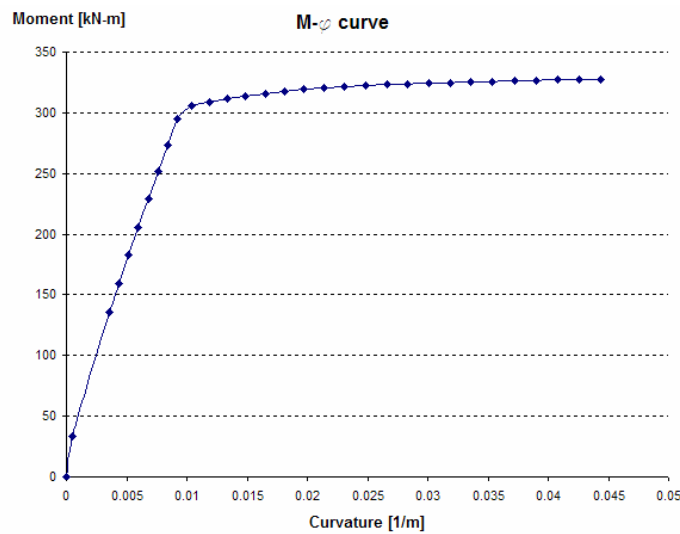


Figura B. 13 – Curva de capacidade para um esforço normal de 400 kN.

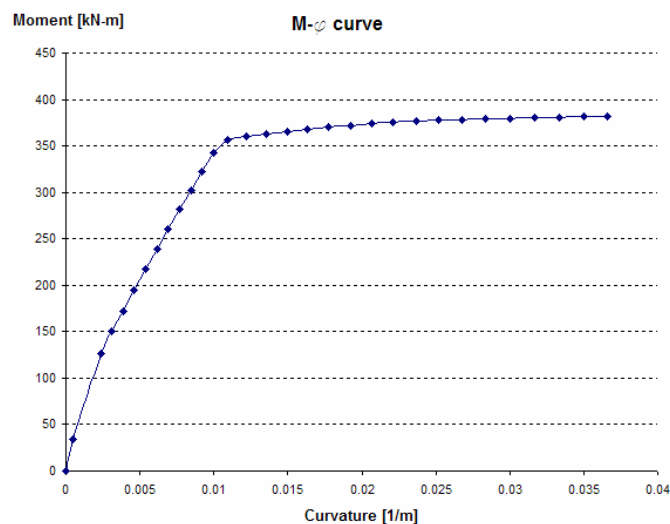


Figura B. 14 – Curva de capacidade para um esforço normal de 800 kN.

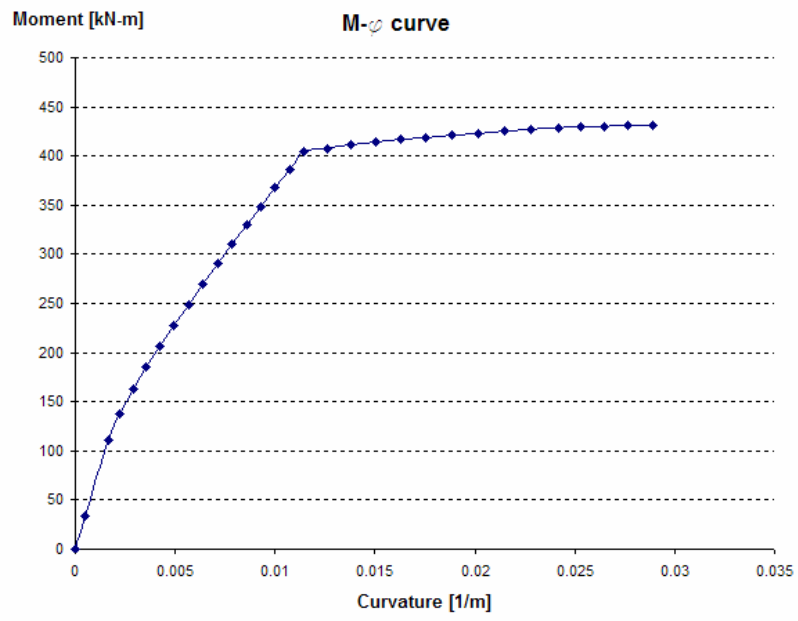
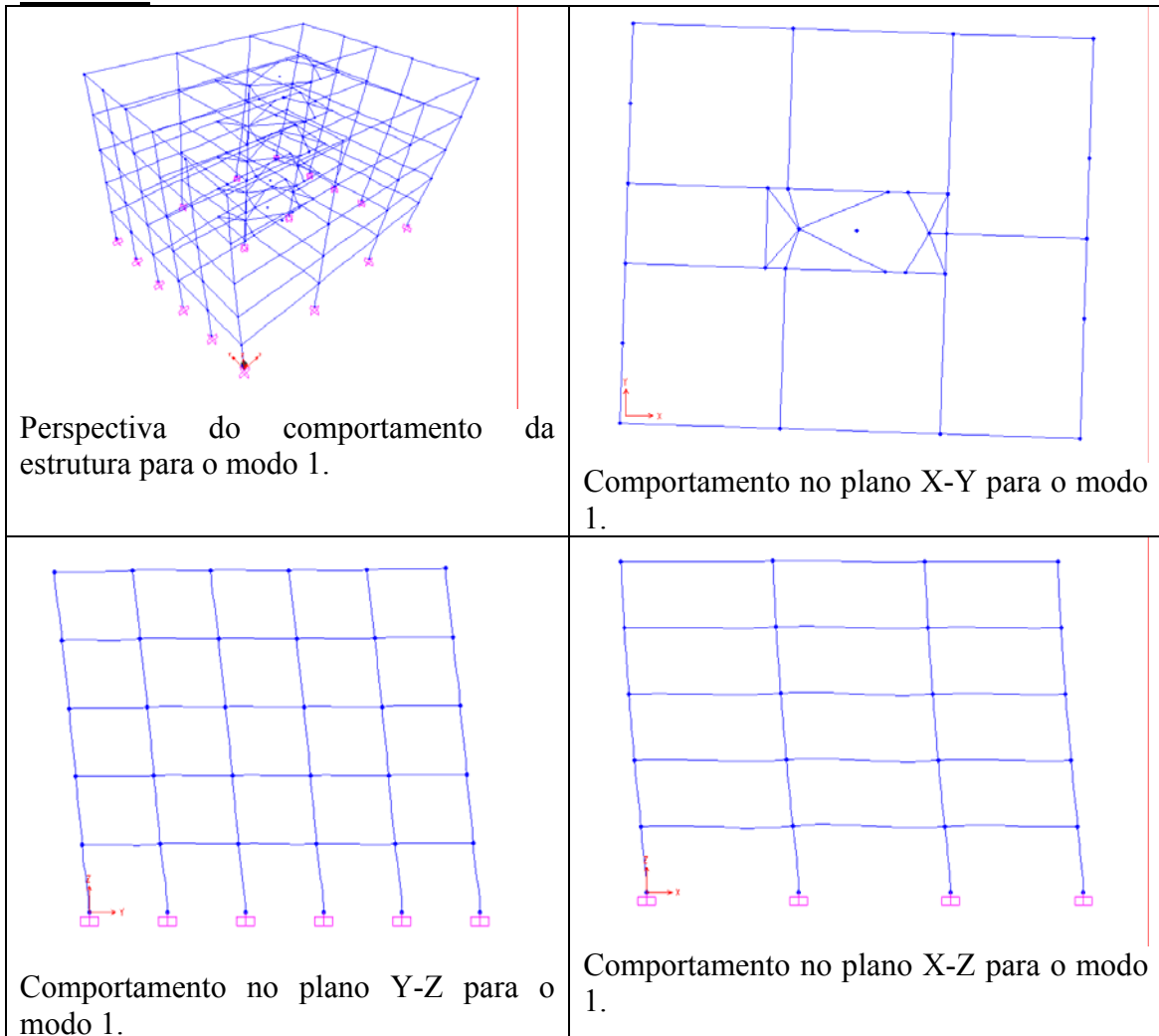


Figura B. 15 – Curva de capacidade para um esforço normal de 1200 kN.

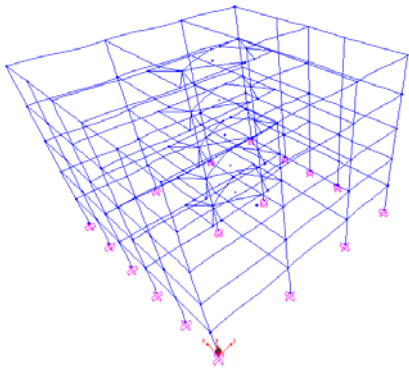
C. Características da estrutura tridimensional – Edifício analisado no capítulo 3, 4 e 5

C.1 Modos de vibração da estrutura

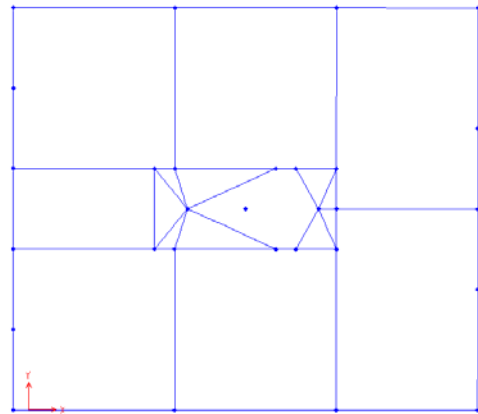
Modo 1



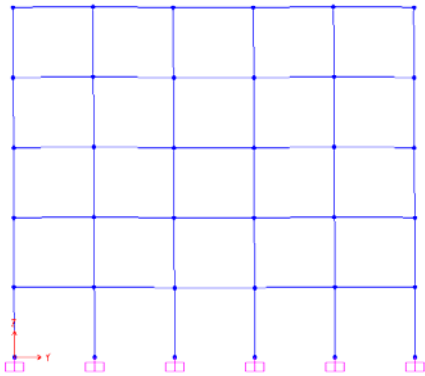
Modo 2



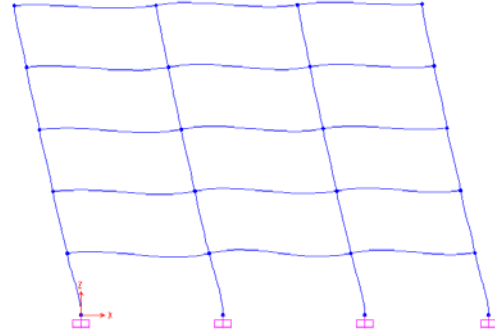
Perspectiva do comportamento da estrutura para o modo 2.



Comportamento no plano X-Y para o modo 2.

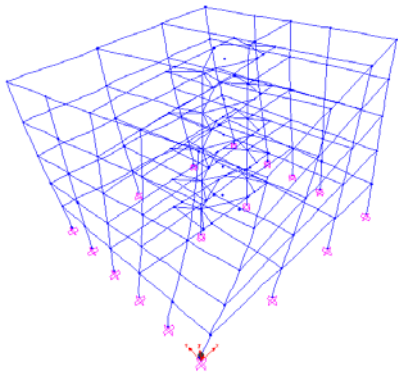


Comportamento no plano Y-Z para o modo 2.

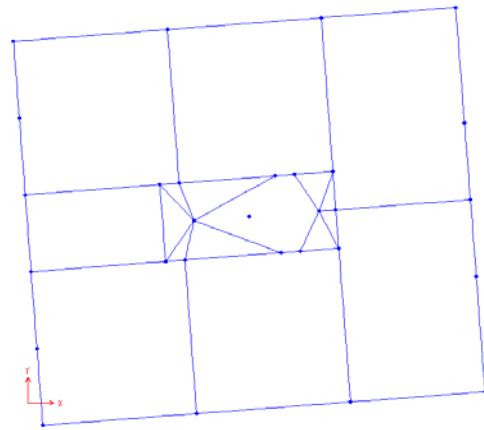


Comportamento no plano X-Z para o modo 2.

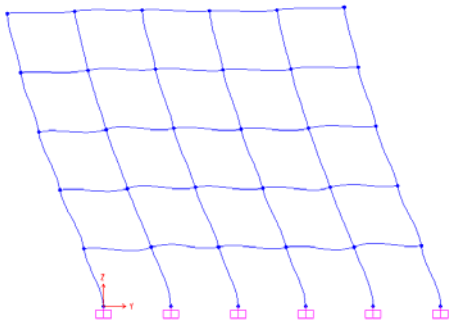
Modo 3



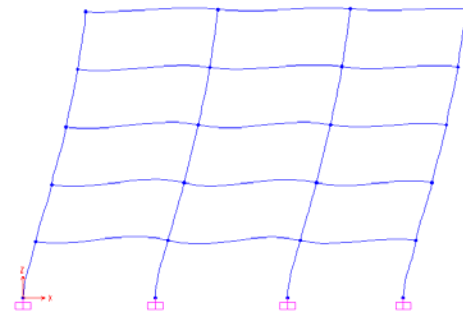
Perspectiva do comportamento da estrutura para o modo 3.



Comportamento no plano X-Y para o modo 3.

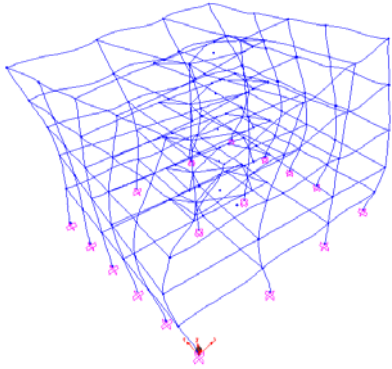


Comportamento no plano Y-Z para o modo 3.

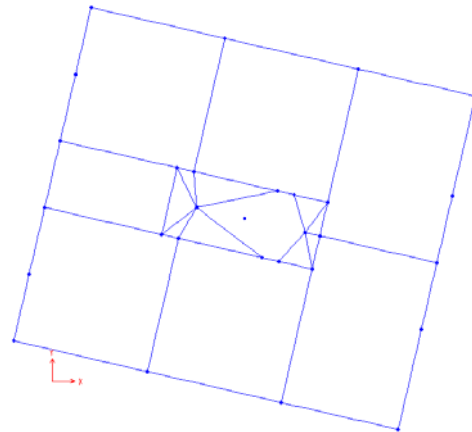


Comportamento no plano X-Z para o modo 3.

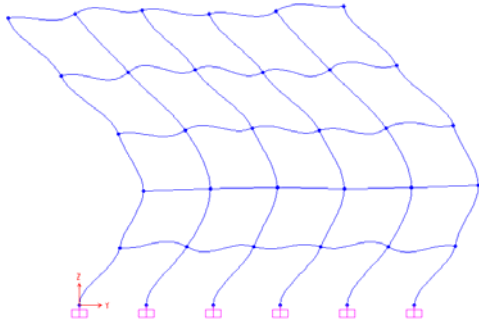
Modo 4



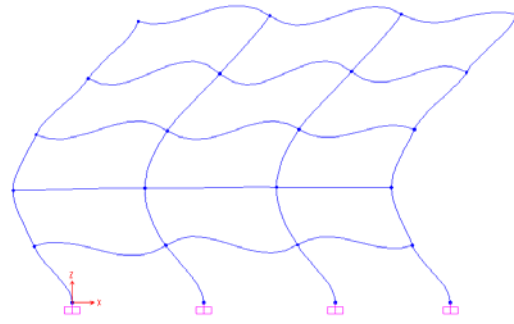
Perspectiva do comportamento da estrutura para o modo 4.



Comportamento no plano X-Y para o modo 4.

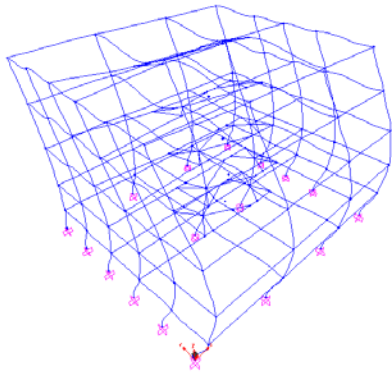


Comportamento no plano Y-Z para o modo 4.

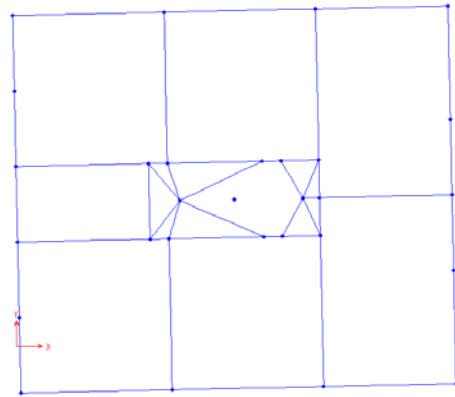


Comportamento no plano X-Z para o modo 4.

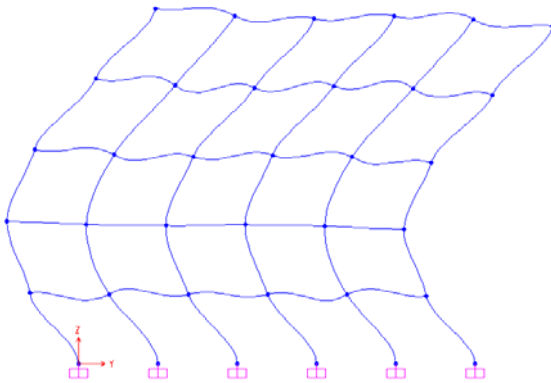
Modo 5



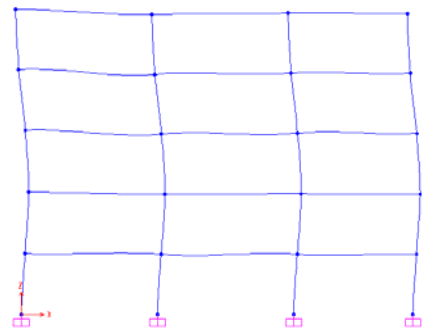
Perspectiva do comportamento da estrutura para o modo 5.



Comportamento no plano X-Y para o modo 5.

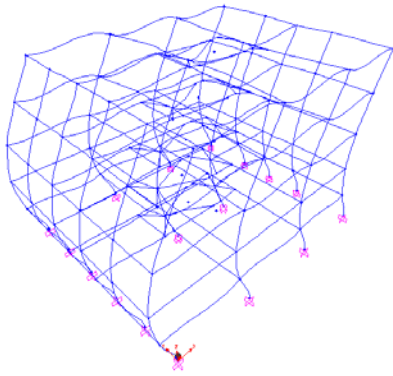


Comportamento no plano Y-Z para o modo 5.

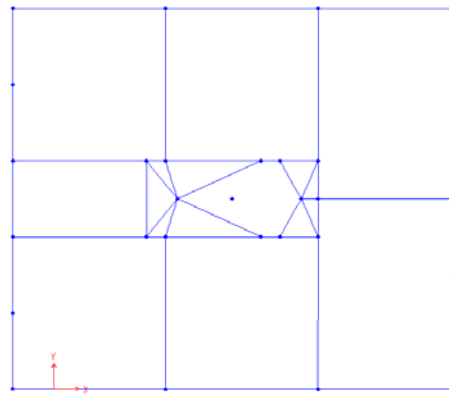


Comportamento no plano X-Z para o modo 5.

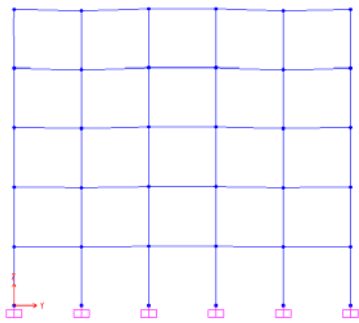
Modo 6



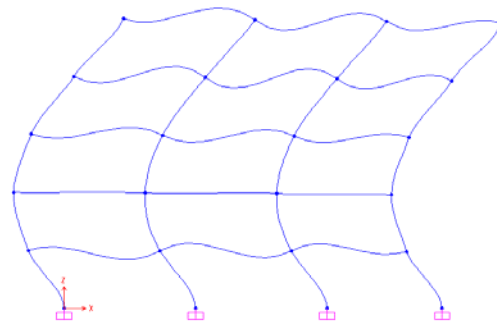
Perspectiva do comportamento da estrutura para o modo 6.



Comportamento no plano X-Y para o modo 6.



Comportamento no plano Y-Z para o modo 6.



Comportamento no plano X-Z para o modo 6.

D. Planta do Primeiro Caso de Estudo

