



**FEUP** Universidade do Porto  
Faculdade de Engenharia

**NOVOS MODELOS DE DIMENSIONAMENTO  
SÍSMICO DE ESTRUTURAS**

**Xavier Das Neves Romão**

*Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto  
para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil,  
realizada sob supervisão dos Professores Aníbal Costa e Raimundo Delgado  
do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto.*

Abril de 2002



*“Os deuses certamente não revelaram tudo aos mortais desde o princípio mas, procurando, os homens encontram pouco a pouco o melhor.”*

*Xenófanes (poeta e filósofo grego, 565-470 a.c.), Fragmentos, 18.*



# Índice Geral

<b>Agradecimentos .....</b>	<b>i</b>
<b>Resumo .....</b>	<b>ii</b>
<b>Abstract.....</b>	<b>iii</b>
<b>Résumé .....</b>	<b>iv</b>
<b>Índice do Texto .....</b>	<b>v</b>
<b>Índice de Figuras .....</b>	<b>xi</b>
<b>Índice de Quadros .....</b>	<b>xxii</b>
<b>Capítulo 1 - Introdução .....</b>	<b>1.1</b>
<b>Capítulo 2 - Modelos de Cálculo de Forças Sísmicas .....</b>	<b>2.1</b>
<b>Capítulo 3 - Aplicação dos Modelos de Cálculo de Forças Sísmicas .....</b>	<b>3.1</b>
<b>Capítulo 4 - Modelação Analítica do Comportamento de Estruturas de Betão Armado Sujeitas a Acções Sísmicas .....</b>	<b>4.1</b>
<b>Capítulo 5 - Avaliação do Comportamento de Estruturas de Betão Armado Sujeitas a Acções Sísmicas .....</b>	<b>5.1</b>
<b>Capítulo 6 - Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado Baseado em Análises Não Lineares Dinâmicas .....</b>	<b>6.1</b>
<b>Capítulo 7 - Aplicações do Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado Baseado em Análises Não Lineares Dinâmicas.....</b>	<b>7.1</b>

---

<b>Capítulo 8 - Observações Finais e Acções Futuras.....</b>	<b>8.1</b>
<b>Referências Bibliográficas .....</b>	<b>RB.1</b>
<b>Anexo A1 - Relação Analítica entre Ductilidade em Deslocamentos e Ductilidade em Curvaturas Considerada no Dimensionamento Baseado em Deslocamentos.. .....</b>	<b>A1.1</b>
<b>Anexo A2 - Diâmetro de Varão Máximo da Armadura Longitudinal das Vigas Admissível em Nós Viga-Pilar Interiores – Nova Formulação . .....</b>	<b>A2.1</b>
<b>Anexo A3 - Relação Analítica entre Ductilidade em Deslocamentos e Ductilidade em Curvaturas Considerada no Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado Baseado em Análises Não Lineares Dinâmicas.. .....</b>	<b>A3.1</b>
<b>Anexo A4 - Quadros de Pormenorização de Armaduras das Estruturas de 8 Pisos.. .....</b>	<b>A4.1</b>
<b>Bibliografia Complementar.....</b>	<b>BC.1</b>

---

# **Agradecimentos**

Apesar de constituir um trabalho a título individual que necessitou dum considerável empenho pessoal, a presente dissertação de mestrado resulta, igualmente, da contribuição de diversas pessoas cujo apoio, quer a nível material, quer a nível humano, foi essencial para a sua conclusão e relativamente às quais gostaria de expressar o meu reconhecimento e agradecimento.

Começo por agradecer ao Professor Aníbal Costa, cujo empenho, dedicação, orientação, disponibilidade e amizade transmitidos ao longo deste trabalho, foram fundamentais para o seu desenvolvimento e resultaram em ensinamentos que vão além dos conhecimentos científicos.

Ao Professor Raimundo Delgado agradeço, além da, igualmente, preciosa contribuição ao nível da orientação e do acompanhamento dedicados a este trabalho, bem como a cuidadosa revisão da versão final do texto, a oportunidade de poder integrar esta área de investigação ainda durante a parte escolar do mestrado.

Aos Professores António Abel Henriques, António Arêde, Álvaro Cunha, Joaquim Figueiras e José Manuel Couto Marques e ao Engenheiro Humberto Varum gostaria de expressar a minha gratidão pela disponibilidade, pelo tempo despendido em proveitosos esclarecimentos e pela bibliografia e elementos cedidos.

Agradeço ao espírito de grupo e amizade de todos os colegas de mestrado, e de um modo especial, ao Adelino Alves, à Cristina Costa, ao Ricardo Teixeira e à Sandra Nunes que, confrontados com as mesmas vivências, me ajudaram com a sua solidariedade e o seu apoio.

Não posso deixar de manifestar o meu agradecimento por todo o apoio logístico, bem como o carinho e disponibilidade demonstrados pela D. Maria Vitória Coelho, D. Elvira Moreira, Marta Lima e Elisabete Rosa, funcionárias da Secção de Estruturas, ao longo de todo o Curso de Mestrado.

Quero, igualmente, agradecer aos meus pais por me terem dado a oportunidade de desenvolver este trabalho com a dedicação necessária, especialmente pela paciência e a compreensão sempre demonstrados.

Finalmente, quero agradecer à Lena pelo amor, amizade e sensibilidade com que sempre me acompanhou, pelo alento inculcido nas alturas mais difíceis e pela paciência e carinho demonstrados nas horas de maior ausência, factores que contribuíram decisivamente para a conclusão deste trabalho.



## Resumo

A aplicação de diversos modelos de dimensionamento sísmico a várias estruturas de edifícios de betão armado e a comparação do comportamento dessas estruturas quando solicitadas por acções sísmicas constitui um dos objectivos desta dissertação.

O segundo objectivo constitui o desenvolvimento, e aplicação a diversos exemplos, dum novo modelo de dimensionamento sísmico de estruturas regulares de betão armado, cuja característica inovadora reside na consideração de análises não lineares dinâmicas no processo de dimensionamento dos diversos elementos estruturais.

Relativamente ao primeiro objectivo enunciado, são apresentados alguns dos métodos de dimensionamento sísmico disponíveis, passando por métodos clássicos associados à aplicação do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, e do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, como o método Estático e o método de Rayleigh, pelo método base proposto pelo Eurocódigo 8, cuja aplicação deve estar associada ao Eurocódigo 2, até à formulação do Dimensionamento Baseado em Deslocamentos, “Displacement Based Design”, que constitui uma metodologia recentemente desenvolvida que tem como fundamento base a definição prioritária da geometria deformada da estrutura de modo a que o dimensionamento sísmico seja uma função explícita dos deslocamentos que a estrutura poderá sofrer.

A avaliação do comportamento das diversas estruturas dimensionadas pelos diversos métodos referidos foi realizada através de análises não lineares dinâmicas onde a acção sísmica foi simulada por acelerogramas artificiais derivados a partir dos espectros de resposta regulamentares. A modelação estrutural dos edifícios foi realizada através de elementos de barra planos, em que se considera o comportamento não linear concentrado em rótulas plásticas com comprimento fixo junto à extremidade dos elementos. O comportamento não linear dessas zonas é definido com base em curvas trilineares do tipo momento flector-curvatura para o carregamento monotónico, obtidas de acordo com as leis de comportamento material do aço e do betão admitidas, e no modelo hysterético de Costa e Costa (1987) para a simulação do comportamento cíclico.

Relativamente ao segundo objectivo mencionado, são apresentadas as diversas fases que o constituem. Refere-se que é, inicialmente, efectuado o pré-dimensionamento das dimensões das secções dos diversos elementos resistentes bem como das respectivas armaduras, em seguida são definidas as curvas que representam o comportamento não linear de cada secção resistente, posteriormente, é realizada a análise não linear dinâmica da estrutura, conduzida separadamente para as direcções  $X$  e  $Y$ , que definem o sistema de eixos em que se referencia a planta da estrutura, através duma associação plana de pórticos em comboio e, finalmente, efectua-se uma verificação do pré-dimensionamento onde são calculadas novas armaduras e/ou novas secções a partir da distribuição de esforços que resulta da análise não linear dinâmica. O processo de dimensionamento termina quando uma determinada tolerância, relativa às áreas de armadura, é verificada, caso contrário, é realizada uma nova análise da estrutura, repetindo-se o processo de verificação.

O método proposto foi aplicado a duas estruturas de edifícios de betão armado, sendo obtidos resultados que permitiram avaliar as suas potencialidades, bem como evidenciar as maiores dificuldades da sua aplicação.



# Abstract

This dissertation's first main objective was to apply several seismic design methodologies to a set of reinforced concrete building structures and compare their structural behaviour when acted by seismic events.

The second main objective was to develop, and apply to a couple of example case structures, a new seismic design method for regular reinforced concrete building structures featuring, as an innovating characteristic, the non linear analysis of the structure within the actual proportioning and detailing process of the member sections.

Regarding the first stated objective, several of the available seismic design methodologies are presented. They range from classic methods associated with the current Portuguese codes, like the Static method and Rayleigh's method, to the base method proposed by Eurocode 8, that must also be associated with Eurocode 2, and, also, to Displacement Based Design. The latter is a recently developed methodology that allows the design to be an explicit function of the structure's displaced shape when acted by a seismic event.

The structural behaviour of the several design cases is assessed through a set of non linear dynamic analyses where the seismic events are simulated by a set of code response spectra compatible accelerograms. The building structure is modelled at the member level using 2D member-type non linear macro models with non linear behaviour located at the end zones' plastic hinge length. Non linear behaviour is simulated through a trilinear skeleton moment-curvature for monotonic loading, based on the material behaviour laws of steel and concrete, and the hysteresis rules of the Costa-Costa model (1987) to simulate cyclic behaviour.

Regarding the second stated objective, the basic steps of the proposed method are presented. The method begins with a pre-design stage where member sections and reinforcement ratios are set. Next, trilinear curves of each structural section are calculated in order to simulate non linear behaviour and the non linear dynamic analysis of the structure is then performed for the X and Y directions of the structure, as their frames are separately grouped in series. Finally, based on the local quantities calculated through the non linear dynamic analysis, new member detailing is generated. The design process stops when the new member detailing lies within an acceptable tolerance, referred to the detailing from a previous structural solution otherwise, the non linear analysis process is until an acceptable structural solution is found, in light of the selected tolerance.

A set of two reinforced concrete building structures was designed according to the proposed method in order to assess its suitability and the difficulties of its application.



## Résumé

Un des objectifs de cette dissertation concerne l'application d'un certain nombre de modèles de calcul parasismique a quelques bâtiments de béton armé et la comparaison de leur comportement après être sollicitées par des actions sismiques.

Le deuxième objectif prétendu par cette dissertation constitue l'élaboration, et aussi son application a quelques exemples, d'un nouveau modèle de calcul parasismique de bâtiments de conception régulière en béton armé qui considère, comme aspect innovateur, l'analyse non linéaire dynamique directement associée au calcul des éléments structuraux.

En ce qui concerne le premier objectif cité, quelques méthodes de calcul parasismique sont présentées, en passant par les méthodes classiques associées aux règlements portugais actuellement utilisés, comme la méthode Statique et la méthode de Rayleigh, par la méthode base proposée par l'Eurocode 8, qui doit aussi être associée a l'Eurocode 2, jusqu'à une formulation du Calcul Basé sur les Déplacements, "Displacement Based Design", qui est une méthode récemment développée et qui considère comme principe fondamental, la définition prioritaire de la géométrie déformée de la structure, permettant, ainsi, que le calcul parasismique de la structure soit, directement, une fonction des déplacements qu'elle pourra éprouver.

La comparaison du comportement des diverses structures considérées a été effectuée a partir des résultats obtenus d'analyses non linéaires dynamiques, simulant l'action sismique par des accélérogrammes compatible avec les spectres de réponse en fréquence définis par le règlement portugais. La modélisation structurale des bâtiments a été réalisée a partir d'éléments de poutre bidimensionnelles, dans lesquels on considère le comportement non linéaire concentré sur des rotules plastiques de dimension fixe près des extrémités des éléments. Le comportement non linéaire des rotules plastiques a été idéalisé a partir de lois trilineaires moment-courbure pour le chargement croissant, basées sur les lois du comportement matériel de l'acier et du béton, et du modèle hystérétique de Costa-Costa (1987) pour la simulation du comportement cyclique.

En ce qui concerne le second objectif cité, les divers stages du nouveau modèle proposé sont présentées. Initialement, un pré-calcul des dimensions des sections structurales et de leurs armatures est effectué, ensuite, les lois qui doivent représenter le comportement non linéaire de chaque section structurale sont définies pouvant, para la suite, être réalisée l'analyse non linéaire dynamique de la structure, celle ci effectuée séparément selon les directions  $X$  et  $Y$  qui indiquent les axes sur lesquels se reporte la structure et utilisant une association bidimensionnelle de portiques en série, finalement, la vérification du pré-calcul est effectuée, étant a nouveau calculées les sections structurales et/ou les armatures a partir de la distribution des efforts internes qui vient de l'analyse non linéaire dynamique. Le procès de calcul termine quand une certaine tolérance, associée aux armatures des sections structurales, est vérifiée en toutes les sections. Au cas contraire, une nouvelle analyses dynamique doit être réalisée, répétant le procès de calcul jusqu' à la vérification de la tolérance en toutes les sections.

Le modèle de calcul proposé a été appliqué a deux bâtiments de béton armé, ayant été obtenus des résultats qui permettent l'évaluation du potentiel de ce modèle de calcul et les difficultés de son application.



# Índice do Texto

<b>Capítulo 1 - Introdução</b> .....	<b>1.1</b>
<b>1.1 Contextualização</b> .....	<b>1.1</b>
<b>1.2 Teorias gerais de dimensionamento sísmico actualmente em desenvolvimento</b> .....	<b>1.3</b>
1.2.1 Aplicabilidade global e padrões de desempenho .....	1.4
1.2.2. Concretização .....	1.5
<b>1.3 Objectivos da dissertação</b> .....	<b>1.12</b>
<b>1.4 Organização da dissertação</b> .....	<b>1.14</b>
<b>Capítulo 2 - Modelos de Cálculo de Forças Sísmicas</b> .....	<b>2.1</b>
<b>2.1 Introdução</b> .....	<b>2.1</b>
<b>2.2. Princípios do Dimensionamento pela Capacidade Resistente</b> .....	<b>2.2</b>
<b>2.3 Dimensionamento baseado em forças</b> .....	<b>2.5</b>
2.3.1 Fundamentos da teoria do coeficiente de comportamento.....	2.5
2.3.2 Método Estático .....	2.10
2.3.3 Método de Rayleigh.....	2.13
2.3.4 Método base do Eurocódigo 8 .....	2.16
2.3.5 Consideração do efeito de torção global da estrutura.....	2.16
2.3.6 Valores do coeficiente de comportamento .....	2.19
<b>2.4 Dimensionamento baseado em deslocamentos</b> .....	<b>2.21</b>

2.4.1 Fundamentos do dimensionamento baseado em deslocamentos .....	2.23
2.4.2 Sequência de operações do dimensionamento baseado em deslocamentos.....	2.25
<b>2.5 A acção sísmica .....</b>	<b>2.28</b>
<b>2.6 Combinação da acção sísmica com outras acções .....</b>	<b>2.31</b>
<b>2.7 Considerações finais .....</b>	<b>2.33</b>
<b>Capítulo 3 - Aplicação dos Modelos de Cálculo de Forças Sísmicas ....</b>	<b>3.1</b>
<b>3.1 Introdução.....</b>	<b>3.1</b>
<b>3.2 Descrição das estruturas estudadas .....</b>	<b>3.2</b>
3.2.1 Condicionantes gerais.....	3.2
3.2.2 Definições das acções consideradas e das metodologias de cálculo de forças sísmicas consideradas .....	3.3
3.2.3 Distribuição das dimensões dos elementos estruturais .....	3.7
3.2.3.1 Estruturas de 4 pisos .....	3.7
3.2.3.2 Estruturas de 8 pisos .....	3.8
<b>3.3 Resultados parciais dos métodos baseados em forças .....</b>	<b>3.11</b>
3.3.1 Estruturas de 4 pisos .....	3.11
3.3.2 Estruturas de 8 pisos .....	3.12
<b>3.4 Resultados intermédios do método baseado em deslocamentos.....</b>	<b>3.13</b>
3.4.1 Condicionantes regulamentares .....	3.13
3.4.2 Comentários aos resultados intermédios .....	3.15
<b>3.5 Resultados das forças sísmicas .....</b>	<b>3.17</b>
<b>3.6 Pormenorizações de armaduras resultantes .....</b>	<b>3.22</b>
3.6.1 Estruturas de 4 pisos .....	3.25
3.6.1.1 Estrutura RSA Estático.....	3.25
3.6.1.2 Estrutura RSA Ray .....	3.26
3.6.1.3 Estrutura EC8 DCL.....	3.28
3.6.1.4 Estrutura EC8 RayDCL .....	3.29
3.6.1.5 Estrutura EC8 DCH.....	3.30
3.6.1.6 Estrutura DBD 1%.....	3.32
3.6.1.7 Estrutura DBD 1.5%.....	3.33
3.6.1.8 Estrutura DBD CD 1.5% .....	3.34

3.6.1.9 Estrutura DBD 2%.....	3.35
3.6.1.10 Estrutura DBD CD 2% .....	3.36
3.6.2 Estruturas de 8 pisos .....	3.38
3.6.2.1 Estrutura RSA Estático.....	3.38
3.6.2.2 Estrutura RSA Ray .....	3.39
3.6.2.3 Estrutura EC8 DCL.....	3.41
3.6.2.4 Estrutura EC8 RayDCL .....	3.44
3.6.2.5 Estrutura EC8 DCH.....	3.45
3.6.2.6 Estrutura DBD 1%.....	3.47
3.6.2.7 Estrutura DBD CD 1% .....	3.49
3.6.2.8 Estrutura DBD 1%Pr.....	3.51
3.6.2.9 Estrutura DBD CD 1%Pr .....	3.53
<b>3.7 Conclusões.....</b>	<b>3.55</b>
<b>Capítulo 4 - Modelação Analítica do Comportamento de Estruturas de Betão Armado Sujeitas a Acções Sísmicas .....</b>	<b>4.1</b>
<b>4.1 Introdução.....</b>	<b>4.1</b>
<b>4.2 Fenomenologia do comportamento das secções estruturais .....</b>	<b>4.3</b>
<b>4.3 Modelação analítica do comportamento das secções estruturais.....</b>	<b>4.5</b>
4.3.1 Modelação analítica considerada .....	4.5
4.3.1.1 Definição da curva envolvente monotónica trilinear.....	4.6
4.3.1.1.1 Definição dos modelos materiais considerados .....	4.8
4.3.1.1.2 Diagrama base momento flector-curvatura duma secção de betão armado.....	4.10
4.3.1.1.3 Definição dos pontos notáveis da envolvente trilinear .....	4.12
4.3.2.1 Regras do modelo hysterético considerado .....	4.15
<b>4.4 Modelação estrutural .....</b>	<b>4.19</b>
4.4.1 Caracterização dos elementos de barra.....	4.19
4.4.2 Matriz de rigidez do elemento de barra .....	4.20
4.4.3 Comprimento de rótula plástica.....	4.21
<b>4.5 Algoritmo da análise estrutural dinâmica.....</b>	<b>4.23</b>
4.5.1 Matriz de rigidez.....	4.23
4.5.2 Matriz de massa .....	4.23

4.5.3 Matriz de amortecimento.....	4.24
4.5.4 Análise dinâmica .....	4.24
4.5.5 Tratamento da não linearidade material .....	4.25
<b>4.6 Modelação do dano estrutural .....</b>	<b>4.25</b>
<b>4.7 Conclusões.....</b>	<b>4.28</b>
<b>Capítulo 5 - Avaliação do Comportamento de Estruturas de Betão Armado Sujeitas a Acções Sísmicas .....</b>	<b>5.1</b>
<b>5.1 Introdução.....</b>	<b>5.1</b>
<b>5.2 Estratégia adoptada para a avaliação da resposta dinâmica .....</b>	<b>5.2</b>
<b>5.3 Acelerogramas artificiais.....</b>	<b>5.4</b>
<b>5.4 Parâmetros adicionais do modelo de comportamento material.....</b>	<b>5.9</b>
<b>5.5 Resultados das análises não lineares dinâmicas .....</b>	<b>5.10</b>
5.5.1 Resultados do estudo paramétrico .....	5.10
5.5.2 Resultados das análises não lineares dinâmicas – estruturas de 4 pisos.....	5.16
5.5.2.1 Direcção X .....	5.16
5.5.2.2 Direcção Y.....	5.25
5.5.3 Resultados das análises não lineares dinâmicas – estruturas de 8 pisos.....	5.34
5.5.3.1 Direcção X .....	5.34
5.5.3.2 Direcção Y.....	5.42
<b>5.6 Discussão dos resultados obtidos .....</b>	<b>5.50</b>
<b>5.7 Conclusões.....</b>	<b>5.53</b>
<b>Capítulo 6 - Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado Baseado em Análises Não Lineares Dinâmicas .....</b>	<b>6.1</b>
<b>6.1 Introdução.....</b>	<b>6.1</b>
<b>6.2 Objectivos.....</b>	<b>6.2</b>
<b>6.3 Estrutura global do método proposto.....</b>	<b>6.3</b>
<b>6.4 Pré-dimensionamento (Fase 1).....</b>	<b>6.6</b>
6.4.1 Dados iniciais .....	6.6

6.4.2 Distribuição do carregamento nas lajes .....	6.6
6.4.3 Vigas.....	6.7
6.4.3.1 <i>Definição da geometria das vigas e sua uniformização</i> .....	6.7
6.4.3.2 <i>Armadura de flexão</i> .....	6.10
6.4.3.3 <i>Armadura de esforço transverso</i> .....	6.21
6.4.4 Pilares .....	6.24
6.4.4.1 <i>Definição da geometria dos pilares e sua uniformização</i> .....	6.24
6.4.4.2 <i>Armadura de flexão</i> .....	6.26
6.4.4.3 <i>Armadura de esforço transverso</i> .....	6.27
<b>6.5 Definição das curvas de comportamento (Fase 2) .....</b>	<b>6.31</b>
<b>6.6 Análise não linear dinâmica (Fase 3).....</b>	<b>6.37</b>
<b>6.7 Verificação do pré-dimensionamento e actualização da solução estrutural (Fase 4). 6.40</b>	
6.7.1 Influência dos deslocamentos horizontais .....	6.40
6.7.2 Análise das vigas .....	6.42
6.7.2.1 <i>Influência da ductilidade</i> .....	6.42
6.7.2.2 <i>Diâmetro máximo admissível em nós viga-pilar</i> .....	6.43
6.7.3 Análise dos pilares.....	6.44
6.7.3.1 <i>Dimensionamento pela capacidade resistente</i> .....	6.44
6.7.3.2 <i>Armadura de flexão</i> .....	6.47
6.7.3.2 <i>Verificação da segurança à flexão desviada</i> .....	6.50
6.7.4 Análise da convergência.....	6.51
<b>6.8 Considerações finais.....</b>	<b>6.53</b>
<b>Capítulo 7 - Aplicações do Dimensionamento Sísmico de Estruturas de</b>	
<b>Betão Armado Baseado em Análises Não Lineares Dinâmicas .....</b>	<b>7.1</b>
<b>7.1 Introdução.....</b>	<b>7.1</b>
<b>7.2 Descrição das estruturas consideradas.....</b>	<b>7.2</b>
7.2.1 Estrutura de 4 pisos.....	7.2
7.2.2 Estruturas de 8 pisos .....	7.5
<b>7.3 Definição das acções sísmicas consideradas.....</b>	<b>7.7</b>
7.3.1 Estrutura de 4 pisos.....	7.7
7.3.2 Estruturas de 8 pisos .....	7.7

<b>7.4 Dados adicionais</b> .....	<b>7.8</b>
<b>7.5 Apresentação dos resultados</b> .....	<b>7.9</b>
7.5.1 Estrutura de 4 pisos.....	7.9
7.5.2 Estruturas de 8 pisos .....	7.17
<b>7.6 Conclusões</b> .....	<b>7.31</b>
<b>Capítulo 8 - Observações Finais e Acções Futuras</b> .....	<b>8.1</b>
<b>Referências Bibliográficas</b> .....	<b>RB.1</b>
<b>Anexo A1 - Relação Analítica entre Ductilidade em Deslocamentos e Ductilidade em Curvaturas Considerada no Dimensionamento Baseado em Deslocamentos</b> .....	<b>A1.1</b>
<b>Anexo A2 - Diâmetro de Varão Máximo da Armadura Longitudinal das Vigas Admissível em Nós Viga-Pilar Interiores – Nova Formulação</b> .....	<b>A2.1</b>
<b>Anexo A3 - Relação Analítica entre Ductilidade em Deslocamentos e Ductilidade em Curvaturas Considerada no Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado Baseado em Análises Não Lineares Dinâmicas</b> .....	<b>A3.1</b>
<b>Anexo A4 - Quadros de Pormenorização de Armaduras das Estruturas de 8 Pisos</b> .....	<b>A4.1</b>
<b>Bibliografia Complementar</b> .....	<b>BC.1</b>

# Índice de Figuras

## Capítulo 1 - Introdução

Fig. 1.1 – Matriz de objectivos de desempenho.....	1.10
Fig. 1.2 – Matriz de objectivos de desempenho que considera os custos. ....	1.11

## Capítulo 2 - Modelos de Cálculo de Forças Sísmicas

Fig. 2.1 – Comportamento dos osciladores de 1 grau de liberdade linear e não linear.....	2.7
Fig. 2.2 – Critério de igualdade do deslocamento máximo dos osciladores de 1 grau de liberdade linear e não linear.....	2.8
Fig. 2.3 – Condição de distribuição proporcionada da massa e da rigidez em planta.....	2.11
Fig. 2.4 – Peso de cada piso actuando na estrutura sob a forma de forças horizontais.....	2.13
Fig. 2.5 – Excentricidade das forças sísmicas para a consideração do efeito da torção global de acordo com o RSA (1983).....	2.17
Fig. 2.6 – Excentricidade das forças sísmicas para a consideração do efeito da torção global de acordo com o EC8 (1994). ....	2.18
Fig. 2.7 – Estrutura substituta.....	2.22
Fig. 2.8 – Comparação dos espectros de resposta da acção sísmica Tipo I: Solo B, amortecimento de 5%.....	2.30
Fig. 2.9 – Comparação dos espectros de resposta da acção sísmica Tipo II: Solo B, amortecimento de 5%.....	2.30

### Capítulo 3 - Aplicação dos Modelos de Cálculo de Forças Sísmicas

Fig. 3.1 – Planta estrutural das tipologias de edifícios considerados.....	3.2
Fig. 3.2 – Deformadas das estruturas de 8 pisos e sua comparação com a proposta de Priestley (1998).....	3.7
Fig. 3.3 – Secções transversais dos alinhamentos resistentes da direcção <i>X</i> das estruturas de 4 pisos.....	3.7
Fig. 3.4 – Secções transversais dos alinhamentos resistentes da direcção <i>Y</i> das estruturas de 4 pisos.....	3.8
Fig. 3.5 – Secções transversais dos alinhamentos resistentes da direcção <i>X</i> das estruturas dimensionadas pelo REBAP (1983) e pelo RSA (1983).....	3.8
Fig. 3.6 – Secções transversais dos alinhamentos resistentes da direcção <i>Y</i> das estruturas dimensionadas pelo REBAP (1983) e pelo RSA (1983).....	3.9
Fig. 3.7 – Secções transversais dos alinhamentos resistentes da direcção <i>X</i> das estruturas dimensionadas pelo EC2 (1998) e pelo EC8 (1994).....	3.10
Fig. 3.8 – Secções transversais dos alinhamentos resistentes da direcção <i>Y</i> das estruturas dimensionadas pelo EC2 (1998) e pelo EC8 (1994).....	3.10
Fig. 3.9 – Relação entre o amortecimento e a ductilidade em curvatura das secções estruturais pelo modelo de Costa e Costa, CEB (1994).....	3.16
Fig. 3.10 – Linearização do espectro em deslocamentos regulamentar até ao período de vibração $T_C$ .....	3.17
Fig. 3.11 – Numeração dos pórticos de cada direcção.....	3.18
Fig. 3.12 – Forças sísmicas das estruturas de 4 pisos para os pórticos da direcção <i>X</i> .....	3.18
Fig. 3.13 – Forças sísmicas das estruturas de 4 pisos para os pórticos da direcção <i>Y</i> .....	3.19
Fig. 3.14 – Forças sísmicas das estruturas de 8 pisos para os pórticos da direcção <i>X</i> .....	3.20
Fig. 3.15 – Forças sísmicas das estruturas de 8 pisos para os pórticos da direcção <i>Y</i> .....	3.21
Fig. 3.16 – Pórticos considerados no estudo da resposta não linear da estruturas em análise.....	3.23
Fig. 3.17 – Secções dos pilares considerados para a pormenorização de armaduras apresentada.....	3.24
Fig. 3.18 – Secções das vigas considerados para a pormenorização de armaduras apresentada.....	3.24
Fig. 3.19 – Definição da armadura longitudinal dos pilares.....	3.25
Fig. 3.20 – Cinta de 1 ramo.....	3.25
Fig. 3.21 – Agrupamento de varões considerados para configuração $2\phi20 + 5\phi25$ .....	3.43
Fig. 3.22 – Agrupamento de varões considerados para configuração $2\phi20 + 4\phi25$ .....	3.44

## Capítulo 4 - Modelação Analítica do Comportamento de Estruturas de Betão Armado Sujeitas a Acções Sísmicas

Fig. 4.1 – Modelo analítico do comportamento do aço.....	4.8
Fig. 4.2 – Modelo analítico do comportamento do betão confinado.....	4.10
Fig. 4.3 – Diagrama momento flector-curvatura.....	4.11
Fig. 4.4 – Parâmetros de identificação da envolvente monotónica trilinear.....	4.15
Fig. 4.5 – Inversão do sentido do carregamento (descarga).....	4.16
Fig. 4.6 – Inversão do sinal do momento flector (recarga).....	4.17
Fig. 4.7 – Efeito de aperto.....	4.18
Fig. 4.8 – Recarga com degradação de resistência.....	4.19
Fig. 4.9 – Elemento de barra com seis graus de liberdade.....	4.20
Fig. 4.10 – Elemento de barra como associação de três sub-elementos.....	4.21
Fig. 4.11 – Comprimento das rótulas plásticas.....	4.21
Fig. 4.12 – Distribuição teórica e real das rotações para a rótula plástica.....	4.22

## Capítulo 5 - Avaliação do Comportamento de Estruturas de Betão Armado Sujeitas a Acções Sísmicas

Fig. 5.1 – Pórticos considerados no estudo da resposta não linear das estruturas em análise....	5.2
Fig. 5.2 – Acelerograma artificial correspondente à série AST1 – S1.....	5.4
Fig. 5.3 – Acelerograma artificial correspondente à série AST1 – S2.....	5.5
Fig. 5.4 – Acelerograma artificial correspondente à série AST2 – S1.....	5.5
Fig. 5.5 – Acelerograma artificial correspondente à série AST2 – S2.....	5.5
Fig. 5.6 – Espectro de resposta correspondente à série AST1 – S1.....	5.6
Fig. 5.7 – Espectro de resposta correspondente à série AST1 – S2.....	5.6
Fig. 5.8 – Espectro de resposta correspondente à série AST2 – S1.....	5.6
Fig. 5.9 – Espectro de resposta correspondente à série AST2 – S2.....	5.7
Fig. 5.10 – Espectro de potência correspondente à série AST1 – S1.....	5.7
Fig. 5.11 – Espectro de potência correspondente à série AST1 – S2.....	5.8
Fig. 5.12 – Espectro de potência correspondente à série AST2 – S1.....	5.8
Fig. 5.13 – Espectro de potência correspondente à série AST2 – S2.....	5.8
Fig. 5.14 – Deslocamentos máximos dos pisos para a intensidade 1.5AP – estudo paramétrico.....	5.11
Fig. 5.15 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, para a intensidade 1.5AP – estudo paramétrico.....	5.11

Fig. 5.16 – Ductilidade em curvatura dos pilares para a intensidade 1.5AP – estudo paramétrico .....	5.12
Fig. 5.17 – Ductilidade em curvatura das vigas para a intensidade 1.5AP – estudo paramétrico .....	5.12
Fig. 5.18 – Índice de dano dos pilares para a intensidade 1.5AP – estudo paramétrico.....	5.12
Fig. 5.19 – Índice de dano das vigas para a intensidade 1.5AP – estudo paramétrico. ....	5.13
Fig. 5.20 – Deslocamentos entre pisos máximo e médio, normalizados pela altura de piso, para a intensidade 1.5AP – estudo paramétrico. ....	5.13
Fig. 5.21 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1AP.....	5.17
Fig. 5.22 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1.5AP.....	5.17
Fig. 5.23 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X para a intensidade 2AP.....	5.17
Fig. 5.24 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1AP. ....	5.18
Fig. 5.25 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1.5AP. ....	5.18
Fig. 5.26 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X para a intensidade 2AP. ....	5.18
Fig. 5.27 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X dimensionados com base em deslocamentos com as deformadas de projecto. ....	5.19
Fig. 5.28 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X dimensionados com base no EC8 (1994) com as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento. ....	5.19
Fig. 5.29 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X dimensionados com base no RSA (1983) com as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento.....	5.19
Fig. 5.30 – Ductilidade em curvatura dos pilares dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X .....	5.22
Fig. 5.31 – Ductilidade em curvatura das vigas dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X .....	5.22
Fig. 5.32 – Índice de dano dos pilares dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X. ....	5.22
Fig. 5.33 – Índice de dano das vigas dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X.....	5.23
Fig. 5.34 – Deslocamentos entre pisos máximo e médio, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X.....	5.23

---

Fig. 5.35 – Comparação dos índices de dano atingidos pelo pórtico de 4 pisos segundo a direcção X da estrutura DBD 1.5% para a intensidade 2AP e para os vários acelerogramas..	5.23
Fig. 5.36 – Alinhamentos verticais de pilares e de vigas para os pórtico de 4 pisos segundo a direcção X. ....	5.24
Fig. 5.37 – Índices de dano globais atingidos nos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X..	5.24
Fig. 5.38 – Evolução dum índice de dano global. ....	5.24
Fig. 5.39 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 1AP. ....	5.27
Fig. 5.40 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 1.5AP. ....	5.27
Fig. 5.41 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 2AP. ....	5.27
Fig. 5.42 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1AP. ....	5.28
Fig. 5.43 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1.5AP. ....	5.28
Fig. 5.44 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 2AP. ....	5.28
Fig. 5.45 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y dimensionados com base em deslocamentos com as deformadas de projecto. ....	5.29
Fig. 5.46 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y dimensionados com base no EC8 (1994) com as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento. ....	5.29
Fig. 5.47 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y dimensionados com base no RSA (1983) com as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento. ....	5.29
Fig. 5.48 – Ductilidade em curvatura dos pilares dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y .....	5.31
Fig. 5.49 – Ductilidade em curvatura das vigas dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y .....	5.32
Fig. 5.50 – Índice de dano dos pilares dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y. ....	5.32
Fig. 5.51 – Índice de dano das vigas dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y. ....	5.32
Fig. 5.52 – Deslocamentos entre pisos máximo e médio, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y. ....	5.33
Fig. 5.53 – Comparação dos índices de dano atingidos pelo pórtico de 4 pisos segundo a direcção Y da estrutura DBD CD 1.5% para a intensidade 2AP e para os vários acelerogramas .....	5.33

---

---

Fig. 5.54 – Índices de dano globais atingidos nos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y..	5.33
Fig. 5.55 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1AP.....	5.35
Fig. 5.56 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1.5AP.....	5.35
Fig. 5.57 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X para a intensidade 2AP.....	5.35
Fig. 5.58 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1AP. ....	5.36
Fig. 5.59 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1.5AP. ....	5.36
Fig. 5.60 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X para a intensidade 2AP. ....	5.36
Fig. 5.61 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X dimensionados com base em deslocamentos com as deformadas de projecto....	5.37
Fig. 5.62 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X dimensionados com base no EC8 (1994) com as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento. ....	5.37
Fig. 5.63 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X dimensionados com base no RSA (1983) com as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento.....	5.37
Fig. 5.64 – Ductilidade em curvatura dos pilares dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X .....	5.39
Fig. 5.65 – Ductilidade em curvatura das vigas dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X .....	5.40
Fig. 5.66 – Índice de dano dos pilares dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X.....	5.40
Fig. 5.67 – Índice de dano das vigas dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X.....	5.40
Fig. 5.68 – Deslocamentos entre pisos máximo e médio, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X.....	5.41
Fig. 5.69 – Comparação dos índices de dano atingidos pelo pórtico de 8 pisos segundo a direcção X da estrutura DBD 1% para a intensidade 2AP e para os vários acelerogramas. ....	5.41
Fig. 5.70 – Índices de dano globais atingidos nos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X..	5.41
Fig. 5.71 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 1AP.....	5.43
Fig. 5.72 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 1.5AP.....	5.43

Fig. 5.73 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 2AP.....	5.44
Fig. 5.74 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 1AP. ....	5.44
Fig. 5.75 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 1.5AP. ....	5.44
Fig. 5.76 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 2AP. ....	5.45
Fig. 5.77 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y dimensionados com base em deslocamentos com as deformadas de projecto....	5.45
Fig. 5.78 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y dimensionados com base no EC8 (1994) com as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento. ....	5.45
Fig. 5.79 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y dimensionados com base no RSA (1983) com as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento. ....	5.46
Fig. 5.80 – Ductilidade em curvatura dos pilares dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y .....	5.48
Fig. 5.81 – Ductilidade em curvatura das vigas dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y .....	5.48
Fig. 5.82 – Índice de dano dos pilares dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y.....	5.48
Fig. 5.83 – Índice de dano das vigas dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y.....	5.49
Fig. 5.84 – Deslocamentos entre pisos máximo e médio, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y.....	5.49
Fig. 5.85 – Comparação dos índices de dano atingidos pelo pórtico de 8 pisos segundo a direcção Y da estrutura EC8 DCH para a intensidade 2AP e para os vários acelerogramas. ...	5.49
Fig. 5.86 – Índices de dano globais atingidos nos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y..	5.50

## **Capítulo 6 - Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado Baseado em Análises Não Lineares Dinâmicas**

Fig. 6.1 – Esquema geral da metodologia de dimensionamento proposta. ....	6.5
Fig. 6.2 – Distribuição do carregamento distribuído das lajes pelas vigas.....	6.7
Fig. 6.3 – Esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C20 A400 e relação $\rho' / \rho = 1$ .....	6.14

Fig. 6.4 – Esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C25 A500 e relação $\rho' / \rho = 1$ .....	6.14
Fig. 6.5 – Esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C20 A400 e relação $\rho' / \rho = 0.75$ .....	6.14
Fig. 6.6 – Esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C25 A500 e relação $\rho' / \rho = 0.75$ .....	6.14
Fig. 6.7 – Esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C20 A400 e relação $\rho' / \rho = 0.50$ .....	6.15
Fig. 6.8 – Esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C25 A500 e relação $\rho' / \rho = 0.50$ .....	6.15
Fig. 6.9 – Esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C20 A400 e relação $\rho' / \rho = 0.25$ .....	6.15
Fig. 6.10 – Esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C25 A500 e relação $\rho' / \rho = 0.25$ .....	6.15
Fig. 6.11 – Esforço axial reduzido para a classe de média ductilidade, materiais C20 A400 e relação $\rho' / \rho = 1$ .....	6.15
Fig. 6.12 – Esforço axial reduzido para a classe de média ductilidade, materiais C25 A500 e relação $\rho' / \rho = 1$ .....	6.15
Fig. 6.13 – Esforço axial reduzido para a classe de média ductilidade, materiais C20 A400 e relação $\rho' / \rho = 0.75$ .....	6.16
Fig. 6.14 – Esforço axial reduzido para a classe de média ductilidade, materiais C25 A500 e relação $\rho' / \rho = 0.75$ .....	6.16
Fig. 6.15 – Esforço axial reduzido para a classe de média ductilidade, materiais C20 A400 e relação $\rho' / \rho = 0.50$ .....	6.16
Fig. 6.16 – Esforço axial reduzido para a classe de média ductilidade, materiais C25 A500 e relação $\rho' / \rho = 0.50$ .....	6.16
Fig. 6.17 – Esforço axial reduzido para a classe de média ductilidade, materiais C20 A400 e relação $\rho' / \rho = 0.25$ .....	6.16
Fig. 6.18 – Esforço axial reduzido para a classe de média ductilidade, materiais C25 A500 e relação $\rho' / \rho = 0.25$ .....	6.16
Fig. 6.19 – Esforço axial reduzido para a classe de baixa ductilidade, materiais C20 A400 e qualquer relação $\rho' / \rho$ .....	6.17

Fig. 6.20 – Esforço axial reduzido para a classe de baixa ductilidade, materiais C25 A500 e qualquer relação $\rho' / \rho$ .....	6.17
Fig. 6.21 – Variação do esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C20 A400 e relação $\rho' / \rho = 1$ .....	6.20
Fig. 6.22 – Variação do esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C25 A500 e relação $\rho' / \rho = 1$ .....	6.20
Fig. 6.23 – Variação do esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C20 A400 e relação $\rho' / \rho = 0.75$ .....	6.20
Fig. 6.24 – Variação do esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C25 A500 e relação $\rho' / \rho = 0.75$ .....	6.20
Fig. 6.25 – Definição dos factores de posição.....	6.25
Fig. 6.26 – Definição do esforço transversal nos pilares. ....	6.28
Fig. 6.27 – Cinta de 1 ramo.....	6.31
Fig. 6.28 – Cenário de sucessão infinita de iterações.....	6.33
Fig. 6.29 – Função $\gamma_{tri}$ para as vigas.....	6.34
Fig. 6.30 – Função $\gamma_{tri}$ para os pilares.....	6.36
Fig. 6.31 – Curva de comportamento característica vs curva de comportamento corrigida. ....	6.37
Fig. 6.32 – Equilíbrio num nó viga-pilar no dimensionamento pela capacidade resistente. ....	6.39
Fig. 6.33 – Estratégia para mobilização de maiores ductilidades em curvatura nas vigas. ....	6.43
Fig. 6.34 – Distribuições degeneradas de momentos flectores nos pilares em nós viga-pilar. ....	6.45
Fig. 6.35 – Definição de $\beta$ em função do esforço axial reduzido $\nu$ .....	6.48

## Capítulo 7 - Aplicações do Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado Baseado em Análises Não Lineares Dinâmicas

Fig. 7.1 – Configuração em planta da estrutura de 4 pisos. ....	7.3
Fig. 7.2 – Configuração em alçado da estrutura de 4 pisos.....	7.3
Fig. 7.3 – Pormenorização de armaduras dos pilares. ....	7.4
Fig. 7.4 – Pormenorização de armaduras das vigas. ....	7.4
Fig. 7.5 – Planta estrutural das tipologias de edificios considerados. ....	7.5
Fig. 7.6 – Acelerograma gerado com base no sismo de Friuli de 1976. ....	7.7
Fig. 7.7 – Acelerograma artificial correspondente à série AST2 – S1.....	7.8
Fig. 7.8 – Configuração das armaduras longitudinais dos pilares.....	7.9
Fig. 7.9 – Índices de dano máximos atingidos na estrutura. ....	7.15
Fig. 7.10 – Deslocamentos horizontais máximos atingidos na estrutura. ....	7.16

Fig. 7.11 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, atingidos na estrutura.....	7.16
Fig. 7.12 – Numeração das vigas das estruturas de 8 pisos.....	7.18
Fig. 7.13 – Numeração dos pilares das estruturas de 8 pisos. ....	7.18
Fig. 7.14 – Índices de dano máximos atingidos nas vigas da direcção X das estruturas de 8 pisos .....	7.28
Fig. 7.15 – Índices de dano máximos atingidos nos pilares da direcção X das estruturas de 8 pisos. ....	7.28
Fig. 7.16 – Índices de dano máximos atingidos nas vigas da direcção Y das estruturas de 8 pisos .....	7.28
Fig. 7.17 – Índices de dano máximos atingidos nos pilares da direcção Y das estruturas de 8 pisos. ....	7.29
Fig. 7.18 – Deslocamentos horizontais máximos atingidos nas estruturas de 8 pisos segundo a direcção X. ....	7.29
Fig. 7.19 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, atingidos nas estruturas de 8 pisos segundo a direcção X.....	7.29
Fig. 7.20 – Deslocamentos horizontais máximos atingidos nas estruturas de 8 pisos segundo a direcção Y. ....	7.30
Fig. 7.21 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, atingidos nas estruturas de 8 pisos segundo a direcção Y.....	7.30

## **Anexo A1 - Relação Analítica entre Ductilidade em Deslocamentos e Ductilidade em Curvaturas Considerada no Dimensionamento Baseado em Deslocamentos**

Fig. A1.1 – Mecanismo de colapso admitido.....	A1.2
--	------

## **Anexo A2 - Diâmetro de Varão Máximo da Armadura Longitudinal das Vigas Admissível em Nós Viga-Pilar Interiores – Nova Formulação**

Fig. A2.1 – Nó viga-pilar. ....	A2.2
.....	

**Anexo A3 - Relação Analítica entre Ductilidade em Deslocamentos e Ductilidade em Curvaturas Considerada no Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado Baseado em Análises Não Lineares Dinâmicas**

Fig. A3.1 – Mecanismo de colapso admitido.....A3.2

# Índice de Quadros

## Capítulo 1 - Introdução

Quadro 1.1 – Níveis de desempenho definidos pelo projecto VISION 2000, SEAOC (1995).. 1.7

## Capítulo 2 - Modelos de Cálculo de Forças Sísmicas

Quadro 2.1 – Valores do coeficiente de comportamento preconizado pelo REBAP (1983) ... 2.19

Quadro 2.2 – Valores do coeficiente de comportamento de base preconizado pelo EC8 (1994)  
..... 2.20

Quadro 2.3 – Valores do coeficiente de sismicidade. .... 2.29

Quadro 2.4 – Valores do coeficiente de importância. .... 2.32

Quadro 2.5 – Categorias de edifícios ou de zonas de edifícios. .... 2.33

Quadro 2.6 – Valores do coeficiente  $\varphi$ . .... 2.33

## Capítulo 3 - Aplicação dos Modelos de Cálculo de Forças Sísmicas

Quadro 3.1 – Valores dos pesos dos pisos das estruturas de 4 pisos..... 3.11

Quadro 3.2 – Valores das frequências fundamentais das estruturas de 4 pisos..... 3.12

Quadro 3.3 – Valores dos pesos dos pisos das estruturas de 8 pisos..... 3.12

Quadro 3.4 – Valores das frequências fundamentais das estruturas de 8 pisos..... 3.12

Quadro 3.5 – Parâmetros do espectro de resposta elástico do DNA-EC8 (2000): acção sísmica  
Tipo I..... 3.14

Quadro 3.6 – Parâmetros do espectro de resposta elástico do DNA-EC8 (2000): acção sísmica  
Tipo II..... 3.14

Quadro 3.7 – Grandezas intervenientes no cálculo das forças sísmicas pelo dimensionamento baseado em deslocamentos para as estruturas de 4 pisos.....	3.15
Quadro 3.8 – Grandezas intervenientes no cálculo das forças sísmicas pelo dimensionamento baseado em deslocamentos para as estruturas de 8 pisos.....	3.15
Quadro 3.9 – Armaduras dos pilares da estrutura RSA Estático de 4 pisos.....	3.26
Quadro 3.10 – Armaduras das vigas da estrutura RSA Estático de 4 pisos.....	3.26
Quadro 3.11 – Armaduras dos pilares da estrutura RSA Ray de 4 pisos.....	3.27
Quadro 3.12 – Armaduras das vigas da estrutura RSA Ray de 4 pisos.....	3.27
Quadro 3.13 – Armaduras dos pilares da estrutura EC8 DCL de 4 pisos.....	3.29
Quadro 3.14 – Armaduras das vigas da estrutura EC8 DCL de 4 pisos.....	3.29
Quadro 3.15 – Armaduras dos pilares da estrutura EC8 RayDCL de 4 pisos.....	3.30
Quadro 3.16 – Armaduras das vigas da estrutura EC8 RayDCL de 4 pisos.....	3.30
Quadro 3.17 – Armaduras dos pilares da estrutura EC8 DCH de 4 pisos.....	3.31
Quadro 3.18 – Armaduras das vigas da estrutura EC8 DCH de 4 pisos.....	3.31
Quadro 3.19 – Armaduras dos pilares da estrutura DBD 1% de 4 pisos.....	3.32
Quadro 3.20 – Armaduras das vigas da estrutura DBD 1% de 4 pisos.....	3.33
Quadro 3.21 – Armaduras dos pilares da estrutura DBD 1.5% de 4 pisos.....	3.34
Quadro 3.22 – Armaduras das vigas da estrutura DBD 1.5% de 4 pisos.....	3.34
Quadro 3.23 – Armaduras dos pilares da estrutura DBD CD 1.5% de 4 pisos.....	3.35
Quadro 3.24 – Armaduras das vigas da estrutura DBD CD 1.5% de 4 pisos.....	3.35
Quadro 3.25 – Armaduras dos pilares da estrutura DBD 2% de 4 pisos.....	3.36
Quadro 3.26 – Armaduras das vigas da estrutura DBD 2% de 4 pisos.....	3.36
Quadro 3.27 – Armaduras dos pilares da estrutura DBD CD 2% de 4 pisos.....	3.37
Quadro 3.28 – Armaduras das vigas da estrutura DBD CD 2% de 4 pisos.....	3.37
Quadro 3.29 – Armaduras dos pilares da estrutura RSA Estático de 8 pisos.....	3.38
Quadro 3.30 – Armaduras das vigas da estrutura RSA Estático de 8 pisos.....	3.39
Quadro 3.31 – Armaduras dos pilares da estrutura RSA Ray de 8 pisos.....	3.40
Quadro 3.32 – Armaduras das vigas da estrutura RSA Ray de 8 pisos.....	3.41
Quadro 3.33 – Armaduras dos pilares da estrutura EC8 DCL de 8 pisos.....	3.42
Quadro 3.34 – Armaduras das vigas da estrutura EC8 DCL de 8 pisos.....	3.43
Quadro 3.35 – Armaduras dos pilares da estrutura EC8 RayDCL de 8 pisos.....	3.44
Quadro 3.36 – Armaduras das vigas da estrutura EC8 RayDCL de 8 pisos.....	3.45
Quadro 3.37 – Armaduras dos pilares da estrutura EC8 DCH de 8 pisos.....	3.46
Quadro 3.38 – Armaduras das vigas da estrutura EC8 DCH de 8 pisos.....	3.47
Quadro 3.39 – Armaduras dos pilares da estrutura DBD 1% de 8 pisos.....	3.48
Quadro 3.40 – Armaduras das vigas da estrutura DBD 1% de 8 pisos.....	3.49
Quadro 3.41 – Armaduras dos pilares da estrutura DBD CD 1% de 8 pisos.....	3.50

Quadro 3.42 – Armaduras das vigas da estrutura DBD CD 1% de 8 pisos. ....	3.51
Quadro 3.43 – Armaduras dos pilares da estrutura DBD 1%Pr de 8 pisos. ....	3.52
Quadro 3.44 – Armaduras das vigas da estrutura DBD 1%Pr de 8 pisos. ....	3.53
Quadro 3.45 – Armaduras dos pilares da estrutura DBD CD 1%Pr de 8 pisos. ....	3.54
Quadro 3.46 – Armaduras das vigas da estrutura DBD CD 1%Pr de 8 pisos. ....	3.55

## **Capítulo 6 - Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado Baseado em Análises Não Lineares Dinâmicas**

Quadro 6.1 – Valores de $\gamma_{duc}$ para as várias classes de ductilidade. ....	6.10
Quadro 6.2 – Valores de $\rho' / \rho_{max}$ que, para as várias classes de ductilidade, garantem a equivalência entre as expressões simplificadas e a expressão geral na determinação do diâmetro máximo admissível para a armadura longitudinal das vigas em nós viga-pilar. ....	6.12
Quadro 6.3 – Valores do esforço axial reduzido máximo para as várias classes de ductilidade. ....	6.18
Quadro 6.4 – Valores do coeficiente de comportamento base $q_0$ . ....	6.29
Quadro 6.5 – Ductilidade em curvatura máxima pretendida nas vigas para as várias classes de ductilidade. ....	6.34
Quadro 6.6 – Variação do expoente $a$ em função do esforço axial reduzido $\nu$ ....	6.51

## **Capítulo 7 - Aplicações do Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado Baseado em Análises Não Lineares Dinâmicas**

Quadro 7.1 – Armaduras das vigas da estrutura de 4 pisos. ....	7.10
Quadro 7.2 – Armaduras dos pilares da estrutura de 4 pisos. ....	7.11
Quadro 7.3 – Armaduras das vigas da estrutura de 4 pisos – 2ª solução. ....	7.13
Quadro 7.4 – Armaduras dos pilares da estrutura de 4 pisos – 2ª solução. ....	7.14
Quadro 7.5 – Ductilidades em curvatura atingidas nas vigas da estrutura de 4 pisos segundo a direcção X. ....	7.14
Quadro 7.6 – Ductilidades em curvatura atingidas nas vigas da estrutura de 4 pisos segundo a direcção Y. ....	7.15
Quadro 7.7 – Armaduras dos pilares da estrutura DCL C20 A400. ....	7.20
Quadro 7.8 – Armaduras das vigas da estrutura DCL C20 A400 – 1ª parte. ....	7.21
Quadro 7.9 – Armaduras das vigas da estrutura DCL C20 A400 – 2ª parte. ....	7.22
Quadro 7.10 – Ductilidades em curvatura atingidas nas vigas das estruturas de 8 pisos segundo a direcção X dos pisos 1 a 4. ....	7.24

Quadro 7.11 – Ductilidades em curvatura atingidas nas vigas das estruturas de 8 pisos segundo a direcção X dos pisos 5 a 8.....	7.25
Quadro 7.12 – Ductilidades em curvatura atingidas nas vigas das estruturas de 8 pisos segundo a direcção Y dos pisos 1 a 4.....	7.26
Quadro 7.13 – Ductilidades em curvatura atingidas nas vigas das estruturas de 8 pisos segundo a direcção Y dos pisos 5 a 8.....	7.27
Quadro 7.14 – Número de iterações necessárias para atingir a convergência das estruturas de 8 pisos. ....	7.31
Quadro 7.15 – Coeficientes de segurança dos elementos das estruturas de 8 pisos.....	7.31

## **Anexo A4 - Quadros de Pormenorização de Armaduras das Estruturas de 8 Pisos**

Quadro A4.1 – Armaduras dos pilares da estrutura DCL C25 A500.....	A4.2
Quadro A4.2 – Armaduras das vigas da estrutura DCL C25 A500 – 1ª parte. ....	A4.3
Quadro A4.3 – Armaduras das vigas da estrutura DCL C25 A500 – 2ª parte. ....	A4.4
Quadro A4.4 – Armaduras dos pilares da estrutura DCM C25 A500.....	A4.5
Quadro A4.5 – Armaduras das vigas da estrutura DCM C25 A500 – 1ª parte. ....	A4.6
Quadro A4.6 – Armaduras das vigas da estrutura DCM C25 A500 – 2ª parte. ....	A4.7
Quadro A4.7 – Armaduras dos pilares da estrutura DCH C20 A400. ....	A4.8
Quadro A4.8 – Armaduras das vigas da estrutura DCH C20 A400 – 1ª parte.....	A4.9
Quadro A4.9 – Armaduras das vigas da estrutura DCH C20 A400 – 2ª parte.....	A4.10
Quadro A4.10 – Armaduras dos pilares da estrutura DCH C25 A500. ....	A4.11
Quadro A4.11 – Armaduras das vigas da estrutura DCH C25 A500 – 1ª parte.....	A4.12
Quadro A4.12 – Armaduras das vigas da estrutura DCH C25 A500 – 2ª parte.....	A4.13







# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Contextualização

*Loma Prieta e Northridge* no estado da Califórnia nos Estados Unidos, *Kobe* no Japão, *Izmit* na Turquia, *Chi Chi* na Formosa, *Gurajat* na Índia, *El Salvador*, *Nisqually* no estado de Washington nos Estados Unidos e mais recentemente ao largo da costa do *Peru*, são locais que, no domínio da engenharia sísmica, são sinónimos de um dos mais ameaçadores fenómenos naturais de manifesta existência no nosso planeta: o sismo.

Os sismos são um dos fenómenos catastróficos naturais que mais afectam a Humanidade. Em cada dia existe a possibilidade dum sismo de consequências devastadoras ocorrer, esperando-se que tal não aconteça numa zona densamente povoada.

Um sismo é o resultado natural da adaptação das forças do interior da Terra à evolução das camadas superficiais da mesma, correspondendo, na prática, a uma súbita libertação de energia acumulada junto das falhas geológicas quando estas sofrem uma rotura localizada. Essa libertação de energia dá lugar à propagação de ondas de vibração cujos efeitos podem ser sentidos em toda a parte.

As suas consequências são bem conhecidas pela população em geral e pela engenharia sísmica em particular – milhares de pessoas que perdem a vida ou são feridas, milhares de pessoas desalojadas, danos severos no património construído, rotura e colapso de infra-estruturas

de comunicação, de redes de abastecimento energético e de sistemas de transportes, e importantes custos indirectos resultantes da interrupção das diversas actividades económicas, ao longo do território atingido. Em suma, as consequências socio-económicas dos abalos sísmicos podem atingir proporções inoportáveis pelas sociedades.

Prever a localização e a intensidade de futuras ocorrências sísmicas constitui uma barreira ainda intransponível. Caso venha a ser possível, a divulgação de tais informações confronta-nos com o eventual pânico que poderá causar, bem como as perturbações sociais dificilmente controláveis que daí advêm.

É, no entanto, compreensível que previsões pormenorizadas sobre fenómenos sísmicos constituiriam valiosos dados para a formulação de planos estratégicos direccionados para a reabilitação e o reforço de estruturas existentes.

Os mais recentes sismos indicam claramente que o caminho a seguir consiste no projecto, dimensionamento, construção e manutenção adequados de estruturas novas e na reabilitação de estruturas existentes cujas características anti-sísmicas sejam insuficientes.

Embora não existam dúvidas quanto aos importantes avanços verificados nas últimas décadas no domínio da engenharia sísmica, observa-se, através da análise das estruturas danificadas nos mais recentes sismos de maior intensidade, que uma parte dos danos ocorreu, de forma inaceitável, em estruturas recentes, Otani (1997).

Tais factos significam que ainda não foi conseguido transferir para a prática os avanços teóricos alcançados neste campo.

Neste contexto, é possível inserir a presente situação nacional. Embora os casos de dani-ficação/colapso estrutural sejam escassos no nosso país, tal não indica, objectivamente, que os critérios regulamentares são tacitamente cumpridos. Tendo o território nacional, à excepção do arquipélago dos Açores, em 1 de Janeiro de 1980 e em 9 de Julho de 1998, tido a felicidade de não sofrer sismos de elevada intensidade nas últimas décadas, torna-se difícil a auscultação e apreciação crítica da qualidade e segurança estrutural da construção nacional, no que respeita à resistência face aos sismos. A abstinência continental, no que respeita a sismos de severidade considerável, contribui, ainda, para que caiam no “esquecimento” as probabilidades de ocorrência e as consequências de tal fenómeno, tendo tal comportamento possíveis implicações directas na qualidade da construção.

Como referiram Newmark e Rosenblueth (1971), “Os efeitos dos sismos sobre as estruturas destacam os erros efectuados no projecto e na construção, até mesmo os mais pequenos”.

Nos relatórios de danos emitidos após a ocorrência de sismos, é usual a distinção entre danos verificados em estruturas antigas (dimensionadas com base em regulamentação antiga) e em estruturas novas (dimensionadas com base em regulamentação actual). No que respeita às construções mais antigas, o esforço requerido deve ser dirigido para a sua reabilitação, reforço ou substituição. Por outro lado, os danos observados nas construções mais recentes, podendo advir do já atrás referido, podem ainda estar directamente ligados com os objectivos de desempenho considerados no seu dimensionamento.

As directivas presentes na regulamentação actual têm como principal objectivo evitar o colapso das estruturas sujeitas a sismos de magnitude considerável de forma a preservar as vidas humanas. No entanto, outros critérios deveriam ser considerados de modo a evitar danos excessivos, bem como outros tipos de custos directos e indirectos.

É importante referir que o risco sísmico não depende apenas da actividade sísmica numa região, mas, também, da sua densidade populacional, do seu desenvolvimento económico e do grau de preparação da sua população. Apesar da probabilidade da actividade sísmica permanecer constante, o rápido e descontrolado aumento da população, das áreas urbanizadas e do desenvolvimento económico das áreas urbanas não está a ser equilibrado com um aumento no grau de preparação da população. Existe, portanto, a necessidade urgente de controlar o risco sísmico, quer em áreas urbanas, quer em áreas rurais.

## **1.2 Teorias gerais de dimensionamento sísmico actualmente em desenvolvimento**

As diligências regulamentares actualmente preconizadas são definidas de forma a poderem ser construídas estruturas com resistência e rigidez suficientes para garantir a preservação de vidas humanas quando solicitadas por sismos de maior intensidade. No entanto, mesmo que uma estrutura satisfaça esse tipo de desempenho, o seu estado de danificação poderá ser tal que implique custos de reparação demasiado elevados, conduzindo, por isso, à sua demolição.

Esta condição deixou de ser universalmente aceite, sendo o denominado Dimensionamento Sísmico Baseado em Níveis de Desempenho, “Performance-Based Seismic Design”, Poland e Horn (1997) e Bertero (1997), uma das recentes filosofias de dimensionamento sísmico cujos princípios contrariam a actual tendência de dimensionamento e está a conquistar terreno no seio das diversas comunidades técnico-científicas. Além do requisito basilar que consiste na preservação de vidas humanas, também os aspectos sociais e económicos deverão ser tomados em consideração no dimensionamento. Como já foi referido, o objectivo primário das directivas nos

actuais regulamentos, no que respeita ao projecto de estruturas resistentes à acção sísmica, é evitar o colapso estrutural e a perda de vidas. No entanto, mais recentemente, e à medida que estas exigências vão sendo atingidas com relativa fiabilidade, quer devido às melhorias na fase de projecto, quer devido a um maior cuidado na fase de construção, tem vindo a verificar-se a necessidade das estruturas satisfazerem outros objectivos, tais como, a minimização dos níveis de dano estrutural verificado, ou a possibilidade de ocupação contínua (ou minimização da interrupção da ocupação) das estruturas após a ocorrência dum sismo.

Inicialmente, a implementação do dimensionamento sísmico baseado em níveis de desempenho esteve essencialmente direccionada para a reabilitação e reforço de estruturas. No entanto, uma extensão lógica desta filosofia é a sua aplicação no dimensionamento de estruturas novas (com a conseqüente necessidade de formular novas metodologias de análise estrutural). O dimensionamento sísmico baseado em níveis de desempenho consiste na selecção de objectivos de dimensionamento e de sistemas estruturais, de forma a que, para determinados níveis de ocorrência sísmica e de fiabilidade, a estrutura não sofra danos para além dum determinado valor associado ao nível de desempenho seleccionado.

A consideração de diversos níveis de ocorrência sísmica implica a necessidade de critérios que considerem essa variabilidade e a reduzam a séries finitas de sismos.

A consideração de diversos níveis de fiabilidade implica que o dimensionamento seja abordado em termos probabilísticos.

A consideração de diversos níveis de desempenho, implica a necessidade de especificar parâmetros objectivos que quantifiquem danos estruturais e não estruturais.

### **1.2.1 Aplicabilidade global e padrões de desempenho**

Diversas descrições do processo de dimensionamento sísmico baseado em níveis de desempenho indicam que ao dono de obra ou aos utilizadores das estruturas seria facultada a possibilidade de escolher que objectivos de desempenho deveriam ser considerados para as estruturas, Hamburger (1996). Para que essas escolhas possam ser de alguma utilidade, é necessário que as diversas alternativas de desempenho sejam definidas de forma compreensível para um indivíduo leigo na matéria.

Existem várias formas de caracterizar o comportamento duma estrutura. Para os analistas de fiabilidade, o comportamento seria adequadamente definido em termos de margens de segurança, relativas a determinados estados de rotura, ou através da probabilidade de rotura para um determinado nível de solicitação. Outros investigadores sugerem a adopção de índices de dano, dependentes da quantidade de energia dissipada pelos vários elementos estruturais. Ambos os

conceitos são difíceis de visualizar para o engenheiro projectista e dificilmente compreensíveis pela comunidade em geral.

A maioria dos projectistas consegue compreender o comportamento estrutural em termos de níveis de dano associados a fenómenos como deslocamentos elevados, fendilhação excessiva, destacamento do betão, encurvadura, cedência e rotura de elementos estruturais. No entanto, tais conceitos também não são de interpretação acessível para a comunidade de utentes.

Para a comunidade, alguns dos parâmetros importantes no comportamento de uma estrutura incluem as potenciais perdas de vidas humanas, o custo de reparação de danos ocorridos e a quantidade de tempo que a estrutura estará fora de serviço enquanto estiver a ser reparada, ou até substituída. Enquanto estes parâmetros se revestem de significado para a comunidade de utilizadores não são de particular utilidade no que respeita a servir de base para um dimensionamento.

Verifica-se, portanto, que para possibilitar uma aplicação prática do dimensionamento sísmico baseado em níveis de desempenho, é necessário, antes de mais, formular correspondências conceptuais entre os parâmetros que definem o comportamento estrutural para os utilizadores, os analistas, os investigadores e os projectistas. Tendo em conta a infinidade de espectros de comportamento possíveis para uma estrutura, esta tarefa não é, de modo algum, fácil de executar.

A abordagem mais prática e racional consiste em definir uma série limitada de níveis de comportamento padrão, de forma a que, a partir destes, objectivos de desempenho possam ser definidos e correlacionados com parâmetros de comportamento sensíveis, quer para os utilizadores, quer para os técnicos profissionais, para cada um desses níveis.

### **1.2.2. Concretização**

Diversos projectos e iniciativas encontram-se actualmente em curso, por exemplo, nos Estados Unidos e no Japão, com a intenção de objectivar formalmente a filosofia do dimensionamento sísmico baseado em níveis de desempenho. Tais medidas deverão conduzir a conceitos que permitam construir estruturas com comportamento sísmico expectável e permitir que, na fase de concepção, seja possível a selecção de diversos níveis de desempenho a atingir consoante o tipo de estrutura.

A actual filosofia de dimensionamento de estruturas à acção sísmica compreende os seguintes níveis de desempenho:

- Resistência, sem danos estruturais e não estruturais, a sismos de fraca intensidade que possam ocorrer com maior probabilidade durante o período de vida da estrutura.

- Resistência a sismos de intensidade moderada, tais como os que são esperados acontecerem mais do que uma vez na vida da estrutura, com insignificantes danos estruturais e alguns danos não estruturais.
- Sobreviver a sismos de grande intensidade admitindo consideráveis, mas reparáveis, danos nos elementos estruturais garantindo, porém, uma probabilidade de colapso suficientemente baixa.

Esta filosofia geral está conceptualmente de acordo com o conceito de dimensionamento baseado em níveis de desempenho. As aplicações práticas destas recomendações para o dimensionamento sísmico ficam, no entanto, aquém dos seus objectivos, especialmente porque não são definidos, quantitativamente, a intensidade dos sismos e o nível de danos que tem de ser evitado e porque a maioria dos regulamentos actuais considera exclusivamente como critério de dimensionamento a preservação de vidas humanas.

Uma primeira aproximação das premissas a satisfazer no âmbito do dimensionamento baseado em níveis de desempenho surge no projecto VISION 2000, SEAOC (1995), que define os níveis de desempenho apresentados no Quadro 1.1.

É de notar que apenas são qualitativamente definidos os parâmetros compreensíveis pelos utilizadores, anteriormente referidos, oferecendo, no entanto, uma base de discussão, em termos apreensíveis, para aqueles que deverão escolher os objectivos de desempenho.

Conceptualmente, não existe diferença entre um estado limite e um nível de desempenho. Contudo, há que reconhecer que este assunto voltou a ser alvo de atenção, levando a uma discussão mais crítica acerca da definição de objectivos e critérios de desempenho como potenciais funções de vários parâmetros de análise, tais como: a importância da estrutura, a sua posição num cenário de emergência pós-sísmica, a importância económica da interrupção de actividades afectas à estrutura, o valor histórico e cultural da estrutura, sendo estes os factores que deverão levar à escolha dos objectivos de desempenho a considerar no dimensionamento duma determinada estrutura. Estamos, portanto, perante uma elegante sistematização de conceitos conhecidos e não uma descoberta inovadora.

A definição dum estado limite não é difícil de formular, desde que a atenção seja concentrada na resposta global da estrutura. No entanto, a dificuldade do problema reside, concretamente, na definição de correlações racionais entre os estados conceptuais e parâmetros tangíveis, como deslocamentos, energia dissipada, ductilidade, tensões ou extensões, que não estejam, necessariamente, relacionados com a resposta global. Refira-se que o documento do projecto VISION 2000 especifica relações directas entre os níveis de desempenho e o máximo des-

locamento entre pisos, normalizado pela altura de piso, permitido, sugerindo valores como 1.5% para o nível “preservação de vidas humanas” e de 0.5% para o nível “totalmente operacional”.

Quadro 1.1 – Níveis de desempenho definidos pelo projecto VISION 2000, SEAOC (1995).

<i>Nível de desempenho</i>	<i>Descrição</i>
<i>Totalmente operacional</i>	<i>Ocorrência de danos mínimos. A estrutura mantém a sua resistência e rigidez iniciais. As componentes não estruturais funcionam normalmente e a estrutura está disponível para a ocupação habitual. Caso seja necessária alguma reparação, esta poderá ser efectuada consoante a conveniência dos utilizadores. O risco de existirem factores que ameacem vidas humanas é desprezável.</i>
<i>Funcional</i>	<i>Ocorrência de danos estruturais mínimos. A estrutura mantém, quase totalmente, a sua resistência e rigidez iniciais. As componentes não estruturais estão seguras, e caso existam serviços de utilização pública, estes deverão funcionar. Os sistemas de preservação de vida humana estão operacionais. As reparações poderão ser efectuadas consoante a conveniência dos utilizadores. O risco de existirem factores que ameacem vidas humanas é muito baixo.</i>
<i>Preservação de vidas humanas</i>	<i>Ocorrência de danos estruturais e não estruturais consideráveis. A estrutura perdeu uma parte significativa da sua rigidez inicial, mas mantém algum contraventamento e alguma margem de segurança relativamente ao colapso. As componentes não estruturais estão seguras, mas poderão não funcionar. A estrutura poderá não estar segura para ocupação até ser reparada. O risco de existirem factores que ameacem vidas humanas é baixo.</i>
<i>Colapso incipiente</i>	<i>É atingido um estado limite de dano. A estrutura perdeu a maior parte da sua rigidez e resistência iniciais, e possui uma pequena margem de segurança relativamente ao colapso. Os componentes não estruturais poderão estar deslocados e apresentarão risco apreciável de queda. A reparação da estrutura poderá não ser viável. O risco de existirem factores que ameacem vidas humanas é elevado.</i>

Tradicionalmente, a avaliação do dimensionamento encontra-se orientada para verificações locais ao invés de uma análise global da resposta do sistema. Esta última afasta-se da abordagem baseada nos resultados duma análise linear da estrutura, com verificação da não excedência das tensões resistentes de cálculo nos vários elementos, assumindo proporcionalidade entre o nível de carga e os esforços internos e deformações. No entanto, mesmo adoptando uma abordagem global, as verificações locais constituem o ponto de partida fundamental.

Caso uma medida de deslocamento seja assumida como parâmetro fundamental para a definição dos estados limites da estrutura, ou seja, para a definição do dano estrutural, a base de quantificação dos níveis máximos de deslocamento deverá, no entanto, depender de valores

críticos dos deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, e estes, por sua vez, deverão ter sido definidos como funções das extensões no aço e no betão, medidas em várias secções críticas.

Consequentemente, questões importantes têm de ser respondidas como:

- Quantas secções danificadas correspondem a um determinado nível de dano global ou estado limite?
- Se num determinado piso é esperado um nível de dano substancial, enquanto nos restantes pisos o comportamento permanece em regime elástico, que nível de desempenho deve ser considerado?

Outro aspecto importante consiste no facto de que diferentes parâmetros, ligados a diferentes níveis de desempenho a considerar para uma determinada estrutura, terão influências distintas no comportamento dessa estrutura, gerando exigências, para o dimensionamento final, também distintas.

No caso concreto de estruturas sujeitas a sismos, os limites de dano estrutural (cedência) são, em geral, controlados pela capacidade resistente dos elementos, mas as exigências de resistência são fortemente condicionadas pelas deformações, que são resultado da rigidez/flexibilidade da estrutura, que, por sua vez, controla as forças de inércia geradas na estrutura. Dada esta multiplicidade de interdependências, é geralmente aceite que o dano estrutural esteja ligado a valores de extensão.

Relativamente aos danos em elementos não estruturais, é de aceitação global que este esteja relacionado com valores do deslocamento entre pisos, normalizado pela altura de piso, muitas vezes condicionados pelo valor que conduz à fendilhação dos painéis de alvenaria.

Os danos nos equipamentos da estrutura são, em geral, proporcionais às acelerações de piso, que podem ser limitadas, o que implica uma possível redução da rigidez e/ou resistência da estrutura.

No outro extremo, a segurança face ao colapso é controlada pela capacidade de deformação inelástica dos elementos dúcteis e pela capacidade resistente dos elementos frágeis.

Esta diversidade de comportamentos estruturais revela que diferentes objectivos de desempenho podem impor solicitações conflituosas na resistência e na rigidez da estrutura, conduzindo a que o processo de dimensionamento se torne num processo iterativo onde os diferentes níveis de desempenho procuram equilibrar as exigências de resistência e de rigidez, mas de forma a não comprometer a preservação da vida humana e a segurança face ao colapso.

Para muitos locais existe um espectro contínuo de sismos que podem ocorrer, indo desde sismos distantes de pequena magnitude e que produzem danos diminutos, até sismos locais de elevada magnitude que podem produzir danos substanciais. Tendo o dimensionamento sísmico baseado em níveis de desempenho intenção de controlar os níveis de dano experimentado por uma construção ao longo do espectro de solicitações que possam ocorrer, torna-se necessária a selecção de séries discretas de sismos, a partir do espectro global de ocorrências, obtendo-se, então, os níveis de sismo para dimensionamento ou Sismos de Cálculo, “Earthquake Design Levels”.

No caso de edifícios, o projecto VISION 2000, SEAOC (1995), define os sismos de cálculo como um conjunto de sismos com uma probabilidade de ocorrência e/ou período de retorno médio específicos. O período de retorno  $T_R$  representa, em termos médios, o intervalo de tempo que deverá decorrer entre a ocorrência sucessiva de dois eventos do mesmo tipo, obtendo-se, invertendo esta grandeza, a respectiva probabilidade média anual do evento ser atingido ou excedido. Assim, são especificados, nesse documento, os seguintes níveis sísmicos:

- Sismo frequente: período de retorno de 43 anos.
- Sismo ocasional: período de retorno de 72 anos.
- Sismo raro: período de retorno de 475 anos.
- Sismo muito raro: período de retorno de 970 anos.

Ao permitir a consideração de sismos com diferentes períodos de retorno, torna-se possível considerar diferentes mecanismos de geração sísmica, cuja probabilidade de actividade seja diferente consoante o período de retorno em consideração. Desta forma, e devido às distintas propriedades desses possíveis mecanismos, diferentes tipos de acção sísmica poderão ser definidos e considerados no dimensionamento. Verifica-se, neste ponto, uma importante alteração na habitual filosofia de definição da acção sísmica, onde a casualidade sísmica para um determinado local é definida com base na consideração global da totalidade das falhas influentes nessas zona, levando à definição duma sismicidade local com reduzida probabilidade de ser realística.

No entanto, tais ocorrências sísmicas também são passíveis de não actuar sobre a estrutura em causa, dada a sua natureza probabilística, sendo, porém, de elevada utilidade para o dimensionamento.

Os sismos de cálculo definidos são eventos meramente indicativos na medida em que as suas características, em especial o seu período de retorno, terão de ser ajustadas às condicionantes locais, quer em termos de sismicidade, quer em termos de aceitação económica e social dos níveis de dano expectáveis.

Associando um determinado nível de desempenho com um determinado sismo de cálculo, obtém-se um Objectivo de Desempenho, “Performance Objective”. O desempenho é expresso em termos dum nível de dano antecipado (nível de desempenho) para um sismo de intensidade específica (sismo de cálculo) que solicita a estrutura.

Como indicado na matriz da Fig. 1.1, estão previstas recomendações de modo a garantir objectivos mínimos de desempenho para edifícios de 3 tipos de ocupação e utilização diferentes:

- **Objectivo básico:** Definido como o objectivo mínimo aceitável para edifícios de ocupação normal.
- **Objectivo essencial/de risco:** Definido como o objectivo mínimo em edifícios essenciais para os quais o desempenho pós-sísmico, em termos de operacionalidade, é essencial, (hospitais, esquadras de polícia, quartéis de bombeiros, centros de emergência, centros de comunicação) e para instalações de risco (instalações contendo grandes quantidades de material de risco, cuja libertação conseguiria ser contida dentro dos limites das instalações e cujo impacto social seria mínimo).
- **Objectivo de segurança crítica:** Definido como o objectivo mínimo em instalações de risco crítico (instalações contendo grandes quantidades de material de risco, cuja libertação traria consequências inaceitáveis para uma larga margem da sociedade).

Níveis de Desempenho

		Totalmente Operacional	Funcional	Preservação de Vidas Humanas	Colapso Incipiente
Sismos de Cálculo	Frequente (43 anos)	●	○	○ Desempenho Inaceitável (para estruturas novas)	○
	Ocasional (72 anos)	◆	●	○	○
	Raro (475 anos)	◇	◆	●	○
	Muito Raro (970 anos)		◇	◆	●

Objectivo de segurança crítica  
 Objectivo essencial/de risco  
 Objectivo básico

Fig. 1.1 – Matriz de objectivos de desempenho.

A escolha do objectivo de desempenho a considerar para uma determinada estrutura deverá ser feita pelo dono de obra ou pelos utilizadores da estrutura, em consulta com o projectista, com base nas expectativas do cliente, na casualidade sísmica do local, em análises económicas, em riscos aceitáveis e na matriz de objectivos.

Esta escolha não consiste, apenas, no primeiro passo para a definição conceptual do dimensionamento dum estrutura, mas, consiste no passo essencial que, devendo ser seguido ao longo de todo o processo de dimensionamento da estrutura, irá influenciar as fases de projecto, construção e manutenção.

Na opinião de Bertero (1997), de modo a tornar mais fácil e eficiente a selecção dos objectivos de desempenho a atingir, seria de significativa utilidade a preparação de gráficos tridimensionais que tenham por base a matriz de objectivos e a complementem, apresentando, num eixo vertical perpendicular ao plano da matriz, os custos expectáveis durante a vida útil da estrutura para os diversos níveis de desempenho. Estes custos deverão incluir os custos iniciais de projecto e construção e os custos expectáveis ao longo da vida útil da estrutura função dos danos passíveis de serem verificados aquando da ocorrência de um sismo de cálculo em causa. Um exemplo deste tipo de gráficos é o apresentado na Fig. 1.2.

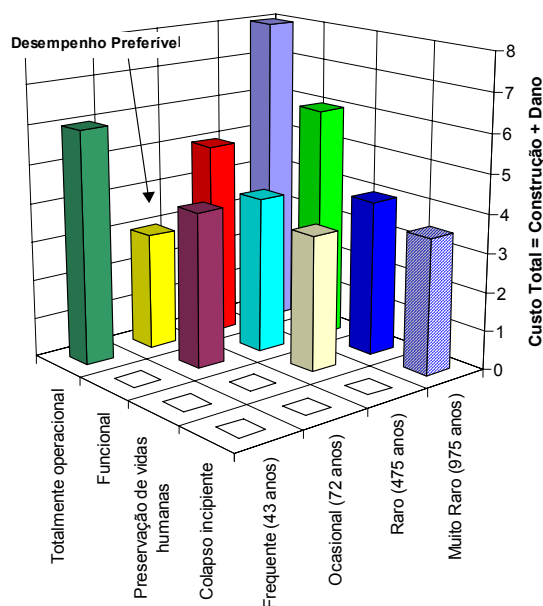


Fig. 1.2 – Matriz de objectivos de desempenho que considera os custos.

É de referir que a definição dos objectivos de desempenho apresentada na matriz de objectivos não deverá ser apenas aplicada à superestrutura da construção, mas sim à globalidade do sistema solo-fundação-superestrutura-elementos não estruturais que a constitui.

Na maioria da regulamentação actual, o nível de desempenho estrutural esperado tem vindo a tornar-se implícito, em vez de explícito, através da utilização de diversos coeficientes empíricos e exigências de pormenorização estrutural que, desta forma, ocultam a verdadeira natureza do problema do dimensionamento sísmico: o desempenho das construções.

Atendendo a que o desempenho duma construção resulta da interacção das suas diversas componentes, ou seja as que compõem o sistema global solo-fundação-superestrutura-elementos não estruturais, não poderão surgir significativas melhorias na avaliação do desempenho de novas construções ou de construções existentes se, antes de mais, não forem verificados avanços na previsão da resistência, rigidez e capacidade de amortecimento do sistema global.

Outro factor de elevada influência no desempenho duma construção é o seu estado no momento em que é atingida por um sismo. Tal estado pode ser significativamente diferente daquele que o projectista pensou que existiria nesse momento. Os efeitos que a actividade construtiva, as possíveis modificações da construção, a manutenção e as possíveis reabilitações levadas a cabo durante a vida útil duma estrutura possam ter sobre o comportamento da construção num dado momento têm de ser considerados ao nível do dimensionamento em termos probabilísticos, garantindo uma margem de segurança aceitável.

Ainda neste contexto, é importante lembrar que as actividades de projecto e de construção estão intimamente ligadas, dado que para se obter uma boa construção torna-se necessário existir, em primeiro plano, simplicidade nos elementos definidos pelo projecto, em especial no que respeita a regras de pormenorização dos elementos estruturais.

Verifica-se, nomeadamente para estruturas de betão armado, que embora no papel ou em modelos laboratoriais seja possível de realizar esquemas de pormenorização de armaduras que melhorem significativamente o comportamento sísmico, em obra, tais pormenores do projecto podem ser demasiado elaborados para serem economicamente exequíveis. É essencial não esquecer que um dimensionamento eficaz só o será se puder ser construído com facilidade.

Apesar dos objectivos fundamentais deste trabalho não estarem directamente ligados ao dimensionamento sísmico baseado em critérios de desempenho, a sua referência é, no entanto, importante tendo em consideração a sua potencial influência no desenvolvimento de futuros regulamentos e modelos práticos de dimensionamento sísmico.

### **1.3 Objectivos da dissertação**

Inseridos no âmbito da análise do comportamento de estruturas de edifícios sujeitas a acções sísmicas, a presente dissertação tem dois objectivos fundamentais, essencialmente ligados ao dimensionamento sísmico.

O primeiro objectivo consiste na aplicação de diversos modelos de dimensionamento sísmico actualmente disponíveis a várias estruturas porticadas de edifícios de betão armado e a comparação do comportamento dessas estruturas quando solicitadas por acções sísmicas.

Os diversos métodos considerados estão, por um lado, associados a diferentes regulamentos, e por outro, associados a diferentes filosofias de dimensionamento, permitindo, desta forma, efectuar uma avaliação de alguns dos modelos de dimensionamento sísmico actualmente disponíveis.

Dos vários métodos estudados, destaca-se o Dimensionamento Baseado em Deslocamentos, “Displacement Based Design”, que constitui um método recentemente desenvolvido e actualmente em fase de estudo, cujos princípios base permitem a sua fácil ligação com as premissas do dimensionamento sísmico baseado em níveis de desempenho, dado ser possível aplicar este método de dimensionamento de igual forma para qualquer nível de desempenho. Outra importante característica desta metodologia reside no facto de ter como parâmetros fundamentais os deslocamentos da estrutura, o que permite a correlação entre a aplicação deste método e o comportamento tangível e expectável da estrutura e constitui uma importante característica para uma possível consideração deste método no domínio do dimensionamento sísmico baseado em níveis de desempenho.

O segundo objectivo constitui o desenvolvimento, e aplicação a diversas estruturas, dum novo modelo de dimensionamento sísmico de estruturas regulares de betão armado, cuja característica inovadora reside na consideração de análises não lineares dinâmicas no processo de dimensionamento dos diversos elementos estruturais.

A consideração deste modelo de análise de forma explícita ao nível do dimensionamento permite uma melhor caracterização e um maior controlo do comportamento estrutural face aos sismos, dado que transfere uma ferramenta de análise mais realística, habitualmente usada em termos de investigação do comportamento estrutural, para a fase de dimensionamento.

O maior controlo ao nível do comportamento da estrutura garantido pelo método desenvolvido permite a sua possível integração no âmbito do dimensionamento sísmico baseado em níveis de desempenho, dado que o controlo sobre as características de deformabilidade e de resistência da estrutura, bem como sobre o tipo de acção sísmica a considerar (em termos da possível variabilidade do seu período de retorno, do seu conteúdo em frequência, da sua duração ou da sua aceleração máxima) se inserem no contexto da procura de melhores correlações entre o desempenho estrutural efectivamente desejado para uma construção e as premissas consideradas ao nível do dimensionamento.

Relativamente a este novo método, salienta-se, ainda, a sua importância pelo facto de constituir um dos primeiros esforços no sentido de implementar metodologias de análise mais completas e realísticas em procedimentos de dimensionamento, julgando-se, quanto à sua apli-

cabilidade, que poderá, num futuro próximo, encontrar lugar ao nível da actividade prática de projecto.

## **1.4 Organização da dissertação**

Procurando atingir os objectivos propostos, a dissertação apresentada divide-se em 8 capítulos.

No capítulo 2 são apresentados alguns dos modelos analíticos de dimensionamento sísmico de estruturas disponíveis, bem como alguns aspectos regulamentares. São apresentados alguns modelos clássicos incluídos na família dos métodos baseados em forças. Salienta-se, igualmente, a exposição dos princípios fundamentais do dimensionamento baseado em deslocamentos, cujos fundamentos podem ser correlacionados com os conceitos do dimensionamento baseado em níveis de desempenho apresentados em 1.2, e de alguns dos problemas da sua aplicação. São discutidos alguns aspectos regulamentares, nomeadamente relativos ao Eurocódigo 8 (1994), ao Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (1983) e ao Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (1983), sendo abordados os conceitos de dimensionamento pela capacidade resistente e de coeficiente de comportamento, e a definição da acção sísmica regulamentar pelo Documento Nacional de Aplicação associado à aplicação do Eurocódigo 8 em Portugal.

No capítulo 3 é apresentada uma aplicação prática dos modelos de dimensionamento sísmico de estruturas descritos no capítulo 2. São dimensionadas estruturas em pórtico de betão armado com 4 e 8 pisos. São, também, salientados alguns dos resultados do dimensionamento bem como aspectos relevantes da aplicação dos modelos de dimensionamento e das condicionantes regulamentares.

No capítulo 4 é abordada a caracterização do comportamento sísmico de estruturas em pórtico de betão armado bem como a avaliação da sua resposta em regime não linear. Apresentam-se algumas das características do comportamento global de pórticos, realçando-se os factores mais importantes que condicionam esse comportamento e influenciam a resposta sísmica. É apresentado o modelo numérico que pretende traduzir o comportamento material não linear à flexão de elementos estruturais de betão armado. É caracterizada a componente histerética desse comportamento e os parâmetros que a influencia, bem como a sua envolvente monotónica. É, igualmente, abordada a descrição do modelo analítico considerado para a análise não linear dinâmica plana de pórticos e a formulação do índice de dano de Park e Ang, Park e Ang (1985).

O capítulo 5 é dedicado à aplicação do modelo numérico descrito no capítulo 4 para a avaliação do comportamento das estruturas dimensionadas no capítulo 3. São realizadas análises não lineares dinâmicas planas para um pórtico representativo de cada direcção de cada estrutura dimensionada considerando a acção sísmica simulada através de acelerogramas. Os acelerogramas são definidos de acordo com os espectros de resposta definidos pelo Documento Nacional de Aplicação associado à aplicação do Eurocódigo 8 em Portugal e são considerados com intensidades crescentes. Os resultados são apresentados em termos de ductilidades em curvatura máximas, de índices de dano máximos, de deslocamentos máximos e de deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, máximos. São ainda apresentados resultados dum estudo paramétrico levado a cabo de forma a avaliar a influência de determinados parâmetros do modelo hysterético e da modelação analítica dos pórticos.

O capítulo 6 é dedicado à apresentação dum novo modelo de dimensionamento sísmico de estruturas baseado em análises não lineares dinâmicas e na aplicação das medidas regulamentares do Eurocódigo 8 (1994), do Eurocódigo 2 (1998) e do Eurocódigo 2 (2001). São expostas as diversas fases desse modelo, salientando-se que a modelação analítica das estruturas é realizada através de associações de pórticos em comboio e a sua análise dinâmica recorre ao modelo numérico apresentado no capítulo 4. Neste capítulo são igualmente discutidos alguns aspectos regulamentares relativos aos diversos códigos considerados.

O desenvolvimento de aplicações informáticas do modelo de dimensionamento definido no capítulo 6 conduz à aplicação desse modelo no dimensionamento de alguns casos práticos apresentados no capítulo 7. Uma das aplicações consiste na tentativa de reproduzir o dimensionamento dum edifício de 4 pisos real considerado no âmbito dum estudo anterior, Negro, Verzeletti, Magonette e Pinto (1994). São igualmente dimensionadas estruturas de 8 pisos, cuja configuração em planta é idêntica à das consideradas no capítulo 3, para diferentes classes de ductilidade. Os resultados obtidos são analisados e as dificuldades de convergência do modelo são discutidas.

Esta dissertação termina com o capítulo 8 onde são apresentadas algumas das conclusões mais significativas e são sugeridos alguns trabalhos que, na sequência deste, merecem ser desenvolvidos.



## **Capítulo 2**

# **Modelos de Cálculo de Forças Sísmicas**

### **2.1 Introdução**

A ocorrência dum sismo intenso numa determinada zona urbana constitui um teste ao património construído e, conseqüentemente, à regulamentação existente. Se atendermos ao facto de alguns dos mais recentes regulamentos de dimensionamento de estruturas de edifícios em zonas sísmicas, como os procedimentos definidos pelo Architectural Institute of Japan (1990), como referido em CEB (1998), ou o FEMA 273 (2000), começarem a apresentar procedimentos de dimensionamento ou de verificação do dimensionamento cuja formulação se afasta consideravelmente dos métodos tradicionais, verifica-se que a formulação clássica dos métodos baseados na solicitação da estrutura por meio de forças laterais horizontais que pretendem simular os efeitos da actuação dum sismo é cada vez mais assunto de discussão.

Tal não significa, necessariamente, que edifícios dimensionados de acordo com os métodos tradicionais estejam associados a uma vulnerabilidade elevada, contando que as várias disposições regulamentares tenham sido efectivamente aplicadas. No entanto, o facto de diversos autores apresentarem propostas tão distintas dos métodos usuais, reflecte, pelo menos, a existência de opiniões que divergem da abordagem clássica do problema.

São apresentados ao longo deste capítulo alguns dos métodos de dimensionamento sísmico disponíveis, passando por métodos clássicos até à formulação dum método recentemente

desenvolvido. Os métodos aqui expostos serão alvo dum estudo comparativo, apresentado no capítulo seguinte, que permitirá avaliar a sua prestação. Nesse estudo apenas foram considerados métodos cuja formulação leva à determinação de forças sísmicas horizontais que aplicadas na estrutura permitem o seu dimensionamento.

Dos métodos clássicos habitualmente considerados em Portugal, associados à aplicação do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, RSA (1983), e do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, REBAP (1983), são apresentados o método Estático e o método de Rayleigh. Expõe-se, igualmente, o método base proposto pelo Eurocódigo 8, EC8 (1994), cuja aplicação deve estar associada ao Eurocódigo 2, EC2 (1998). De acordo com a literatura internacional, este tipo de métodos de dimensionamento é englobado numa classe de metodologias chamada de Métodos de Dimensionamento Baseado em Forças, “Force Based Design Methods”.

O dimensionamento sísmico de estruturas pelo EC8 (1994) introduz o conceito de Dimensionamento pela Capacidade Resistente, “Capacity Design”, cujos princípios são igualmente abordados.

São, ainda, apresentados os princípios base do Dimensionamento Baseado em Deslocamentos, “Displacement Based Design”, que constitui uma metodologia de dimensionamento sísmico recentemente desenvolvida e que tem como fundamento base a definição prioritária da geometria deformada da estrutura, Calvi e Pavese (1995) e Priestley (1998), de modo a que o dimensionamento sísmico seja uma função explícita dos deslocamentos que a estrutura poderá sofrer.

De forma a complementar a exposição dos referidos métodos são também abordados alguns aspectos relativos à definição da acção sísmica regulamentar em termos dos espectros de resposta, à consideração dos efeitos da torção global e à combinação da acção sísmica com outras acções, de acordo com o RSA (1983) e com o EC8 (1994).

## **2.2. Princípios do Dimensionamento pela Capacidade Resistente**

Os métodos de dimensionamento sísmico de estruturas têm vindo a ser alvo de apreciação, alterando o principal conceito envolvido de “resistência” para “desempenho”, sendo de salientar que, durante muitos anos, estes dois conceitos foram considerados equivalentes. A mudança gradual do conceito de desempenho, à medida que se veio verificando que um aumento de resistência não implicaria, necessariamente, um aumento da segurança ou uma redução

dos níveis de dano, levou à definição dos princípios do Dimensionamento pela Capacidade Resistente durante a década de 70 – embora, de acordo com Whittaker (2001), este conceito tenha sido já proposto por Blume, Newmark e Corning (1961).

A definição de tais conceitos constituiu uma adequada consciencialização do facto de que uma distribuição de resistência ao longo da estrutura seria mais importante do que o valor absoluto dessa resistência, Priestley (2000).

Consequentemente, a partir da década de 70, têm vindo a ser aplicados os princípios do dimensionamento pela capacidade resistente de modo a projectar estruturas resistentes a sismos passíveis de acomodarem deformações para além do seu limite elástico, possuindo, desta forma, uma larga margem de segurança relativamente ao colapso para sismos severos, o que corresponde a assegurar uma capacidade de dissipação de energia adequada, sem uma diminuição significativa da resistência global.

Através deste procedimento é possível, dentro de determinados limites, controlar o comportamento das estruturas, mesmo sem conhecer as características concretas de uma possível ocorrência sísmica que nelas poderá vir a actuar.

Não conhecendo, à partida, todas as características de um sismo a que uma estrutura será submetida, a única forma de poder antever o comportamento estrutural é forçando a estrutura a comportar-se da forma pretendida, através da definição das zonas onde se irão concentrar as deformações plásticas, as rótulas plásticas, e a sua sequência de formação.

Esta filosofia de dimensionamento implica, portanto, a formação hierárquica de rótulas plásticas, definidas pelo dimensionamento, de modo a criar um mecanismo de dissipação de energia estável e adequado, obtendo-se, então, um melhor controlo dos danos, caracterizados por uma distribuição mais uniforme, evitando-se concentrações em zonas críticas, e um comportamento estrutural do tipo dúctil que impede, assim, roturas frágeis ou a formação de mecanismos de colapso indesejáveis.

De modo a conseguir controlar os possíveis mecanismos dissipativos inelásticos a que uma estrutura pode ser conduzida, é necessário impor valores de resistência e ductilidade nas diferentes partes da estrutura. Com o objectivo de evitar o aparecimento de rótulas plásticas em locais não previstos, estes deverão possuir um excesso de resistência em relação aos valores de cálculo, levando a que as rótulas plásticas se formem nos locais determinados, onde os esforços actuantes atingem os esforços de cedência. O sobredimensionamento das zonas não escolhidas para a formação de rótulas plásticas deve ser tal que garanta a sua permanência em regime elástico para o valor máximo da resistência das zonas de potenciais rótulas plásticas.

Tais determinações implicam que, Bento (1996):

- o cálculo da resistência máxima das rótulas plásticas seja baseado nas áreas de armadura projectadas e não nos valores de cálculo, devendo ser também considerada a probabilidade das tensões no aço serem maiores que os seus valores de cálculo, bem como outros efeitos como o endurecimento do aço após cedência e o efeito de confinamento no betão;
- as rótulas plásticas possuam adequadas características de ductilidade e de dissipação de energia, concretizando-se em disposições de projecto diferentes para estas zonas relativamente às restantes;
- qualquer tipo de rotura frágil ou perda significativa de resistência devam ser evitados durante a ocorrência de deformações plásticas que um sismo induz na estrutura, ou seja, a rotura por flexão (dúctil) deve preceder a rotura por esforço transversal (frágil).

Neste contexto, é reconhecido que os locais mais adequados para a formação de rótulas plásticas em pórticos sujeitos à flexão são as extremidades das vigas. É possível verificar que um maior número de rótulas plásticas são necessárias para a formação dum mecanismo de colapso caso estas se formem nas extremidades das vigas ao invés de se formarem nas extremidades dos pilares. Caso as rótulas se formem nas extremidades de todos os pilares de um determinado piso, o carregamento não pode aumentar e a plasticidade não pode evoluir ao longo da estrutura. Por outro lado, verifica-se que os pilares possuem, em geral, uma menor ductilidade passível de ser solicitada e que a formação de rótulas plásticas nestes elementos envolve um aumento significativo dos efeitos de segunda ordem que podem conduzir ao colapso prematuro da estrutura.

A implementação, ao nível do dimensionamento, da formação preferencial de rótulas plásticas nas vigas é, geralmente, denominado de mecanismo de viga fraca-pilar forte. Concretamente, este mecanismo pode ser garantido desde que o somatório dos momentos resistentes dos pilares convergentes num determinado nó seja superior ao somatório dos momentos resistentes das vigas convergentes nesse mesmo nó. No entanto, esta prescrição é por vezes incompatível com a arquitectura requerida. Tal se deve ao facto dos pilares, em geral, pertencerem a alinhamentos resistentes que se desenvolvem em duas direcções perpendiculares em planta, sendo, por isso, necessário dimensionar pilares com dimensões elevadas segundo essas direcções, de modo a poderem ser atingidos os requerimentos de resistência acima enunciados em ambas as direcções.

Outra incompatibilidade deste tipo de concepção estrutural está intimamente ligada à sua capacidade de distribuir a dissipação da energia ao longo da estrutura, e conseqüentemente, de distribuir o dano estrutural de forma semelhante. Verifica-se que após a ocorrência dum sismo violento ao qual a estrutura tenha sobrevivido, o valor das reparações necessárias em muitos locais ao longo da estrutura, pela sua quantidade, poderá afectar significativamente o valor residual da construção, Otani (1997).

## **2.3 Dimensionamento baseado em forças**

### **2.3.1 Fundamentos da teoria do coeficiente de comportamento**

Atendendo a que a resposta dum estrutura solicitada por uma acção sísmica assume largas incursões em regime não linear, pelo menos para sismos intensos com baixa probabilidade de ocorrência durante o período de vida da estrutura, essa não linearidade deve ser tida em consideração no dimensionamento sísmico.

Tendo sido o dimensionamento sísmico desenvolvido como uma extensão do dimensionamento para as cargas gravíticas, foi utilizado o mesmo procedimento que para estas. Apesar disso, é tido em conta que as deformações inelásticas podem ser utilizadas para absorver níveis substanciais de energia, implicando uma redução dos esforços para os quais as estruturas são dimensionadas. Este facto levou à criação dos coeficientes de comportamento, que propõem ter em conta, de forma aproximada, a ductilidade, a dissipação de energia e a capacidade de redistribuição de esforços, sendo a sua função “corrigir os efeitos da acção dos sismos obtidos por uma análise linear de modo a transformá-los nos valores que se obteriam por uma análise não linear”, REBAP (1983).

Com base em Costa (1989), é apresentado, de seguida, um esclarecimento acerca dos conceitos de coeficiente de comportamento e de coeficiente de ductilidade que muitas vezes são confundidos.

O coeficiente de comportamento em força,  $q_F$ , é uma grandeza que, no contexto dum processo de verificação da segurança, permite a correcção dos valores das forças generalizadas obtidas por uma análise elástica linear, de modo a atender ao comportamento não linear que as estruturas efectivamente apresentam quando sujeitas a sismos intensos. Desta forma, verifica-se

que este coeficiente está relacionado com os valores últimos das forças aplicadas ao sistema, em termos lineares  $F_L$ , e não lineares,  $F_{NL}$ :

$$q_F = \frac{F_L}{F_{NL}} \quad (2.1)$$

O coeficiente de ductilidade em força,  $\eta$ , é um coeficiente que permite reduzir os valores das forças generalizadas obtidas, admitindo um comportamento elástico linear,  $F_L$ , de modo a obter as forças de cedência  $F_y$ :

$$\eta = \frac{F_L}{F_y} \quad (2.2)$$

Ao contrário do coeficiente de comportamento em força, o coeficiente de ductilidade em força está relacionado com o processo de dimensionamento.

Se se admitir um comportamento estrutural não linear simplificado do tipo elasto-perfeitamente plástico, hipótese que permite interpretar o que é apresentado no RSA (1983), o valor da força não linear  $F_{NL}$  coincide com o valor da força de cedência  $F_y$ , pelo que o coeficiente de ductilidade em força  $\eta$  coincide com o coeficiente de comportamento em força  $q_F$ . No dimensionamento é utilizado o coeficiente de ductilidade em força que nos proporciona os esforços de cedência necessários e não o coeficiente de comportamento. Dada a coincidência que existe entre estes dois coeficientes, quando se admite um comportamento estrutural do tipo elasto-perfeitamente plástico, os valores do coeficiente de ductilidade em força são denominados de coeficientes de comportamento,  $q$ .

Esta será também a denominação utilizada nas seguintes referências ao coeficiente de comportamento.

Admitindo que a resposta estrutural numa análise linear se deve essencialmente à contribuição dum único modo de vibração, o modo fundamental, ela pode ser assemelhada à dum oscilador linear equivalente de 1 grau de liberdade.

Da mesma forma, é possível definir um oscilador não linear equivalente de 1 grau de liberdade que traduza, simplificadamente, o comportamento não linear da estrutura. Com respeito a este modelo, é também assumido que possui um comportamento elasto-perfeitamente plástico, com rigidez elástica igual à do oscilador linear e deslocamento de cedência  $d_y$ . Representa-se na Fig. 2.1 o comportamento destes osciladores, em termos da relação genérica força-deslo-

camento. Os valores máximos da força e do deslocamento devidos à acção sísmica são representados por  $F_L$  e  $d_L$ , no caso do oscilador linear, e por  $F_{NL}$  e  $d_{NL} = d_{ult}$ , no caso do oscilador não linear. Neste contexto, as deformações inelásticas do sistema estrutural são, geralmente expressas em termos de ductilidade em deslocamentos  $\mu_d$ :

$$\mu_d = \frac{d_{ult}}{d_y} \quad (2.3)$$

Este coeficiente, também chamado de ductilidade exigida, quantifica a deformação máxima, em termos de deslocamentos generalizados, normalizada em relação ao respectivo valor de deformação generalizada de cedência. Este indicador é escolhido devido à relação com o coeficiente de comportamento  $q$  que em seguida se expõe.

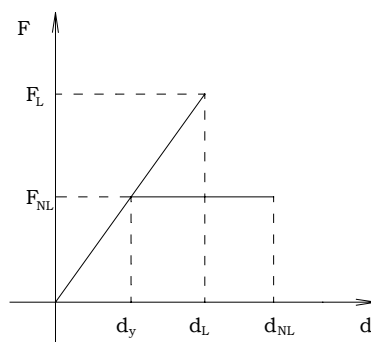


Fig. 2.1 – Comportamento dos osciladores de 1 grau de liberdade linear e não linear

Em estruturas moderadamente flexíveis, os osciladores linear e não linear equivalentes apresentam aproximadamente o mesmo deslocamento máximo quando sujeitos a sismos. Como se verifica através da Fig. 2.2, o critério de equivalência a utilizar na análise linear equivalente consiste na igualdade de deslocamentos, ou seja

$$\frac{d_L}{d_{NL}} = 1 \quad (2.4)$$

e, conseqüentemente:

$$q = \mu_d \quad (2.5)$$

Considerando, portanto, que

$$\frac{F_L}{d_L} = \frac{F_{NL}}{d_y} \quad (2.6)$$

desenvolvendo e atendendo a que  $d_L = d_{NL} = d_{ult}$ , resulta:

$$\frac{F_L}{F_{NL}} = \frac{d_L}{d_y} \Leftrightarrow q = \frac{d_L}{d_y} \Leftrightarrow q = \frac{d_{NL}}{d_y} \Leftrightarrow q = \mu_d \quad (2.7)$$

Surgem, no entanto, problemas com esta hipótese. Verifica-se que a condição de igualdade de deslocamentos não é apropriada para estruturas com períodos muito pequenos ou com períodos muito longos, sendo, ainda, de duvidar da sua adequação a estruturas de períodos médios, dado que o comportamento histerético de sistemas inelásticos se afasta consideravelmente do comportamento elasto-perfeitamente plástico assumido.

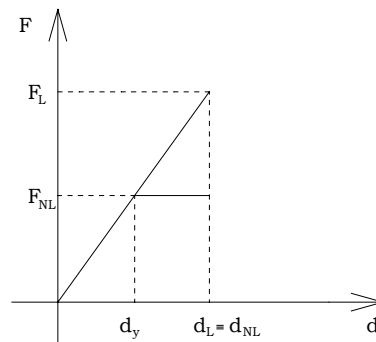


Fig. 2.2 – Critério de igualdade do deslocamento máximo dos osciladores de 1 grau de liberdade linear e não linear

Neste contexto surge, em particular, o trabalho de Newmark e Hall (1982) que define diferentes hierarquias para a relação entre o coeficiente de comportamento e a ductilidade, com base em resultados obtidos de estudos realizados em sistemas não lineares de 1 grau de liberdade. Comparando os deslocamentos máximos solicitados num sistema não linear de comportamento elasto-perfeitamente plástico, com uma força de cedência  $F_y = F_{NL}$ , com os deslocamentos dum sistema linear com rigidez igual à rigidez inicial do sistema não linear, verifica-se que:

- para frequências muito baixas, até cerca de  $0.3Hz$ , o deslocamento não linear é inferior ao deslocamento linear, sendo nestes casos  $q > \mu_d$ ;

- para uma gama de frequências baixa-média, de  $0.3\text{Hz}$  até cerca de  $2\text{Hz}$ , os deslocamentos de ambos os sistemas estruturais são iguais, pelo que  $q = \mu_d$ ;
- para uma gama de frequências média-alta, de  $2\text{Hz}$  até  $8\text{Hz}$ , corresponde uma igualdade da energia de deformação máxima dos sistemas, vindo, atendendo à Fig. 2.1, que:

$$\frac{F_L d_L}{2} = \frac{F_{NL} d_y}{2} + F_{NL} (d_{NL} - d_y)$$

$$\frac{F_L d_L}{2} = F_{NL} d_{NL} - \frac{F_{NL} d_y}{2}$$

$$\frac{F_L}{F_{NL}} \frac{d_L}{2} = d_{NL} - \frac{d_y}{2}$$

$$q d_L = 2 d_{NL} - d_y$$

$$q \frac{d_L}{d_y} = 2 \mu_d - 1,$$

sendo  $q = \frac{d_L}{d_y}$ , como anteriormente verificado, resulta  $q^2 = 2 \mu_d - 1 \Leftrightarrow q = \sqrt{2 \mu_d - 1}$

- para frequências muito elevadas, maiores que  $33\text{Hz}$ , pode considerar-se  $q = 1$ .

Por este motivo, o dimensionamento de estruturas é normalmente baseado na determinação da resposta elástica das estruturas, sendo os resultados das análises lineares corrigidos através da utilização dos coeficientes de comportamento, que estando relacionados com os fenómenos anteriormente mencionados, também o estão, conseqüentemente, com os deslocamentos e o dano estrutural, de modo a estimar os valores que se obteriam em regime não linear.

Desta forma, no processo de dimensionamento, os esforços de cálculo são obtidos assumindo um determinado valor característico da acção sísmica majorado por um coeficiente de segurança parcial  $\gamma_q$ . Esta acção sísmica é materializada por forças estáticas determinadas por métodos como o método Estático, preconizado pelo RSA (1983), ou os métodos pseudo-dinâmicos de Rayleigh, da Sobreposição Modal e o método base preconizado pelo EC8 (1998). Estas cargas sísmicas, em combinação com uma factorização das cargas permanentes e sobrecargas, são consideradas na análise da estrutura, sendo determinados os esforços generalizados em cada elemento estrutural. Os efeitos desta combinação de acções na estrutura, medidos através de variáveis de controlo, e os esforços generalizados correspondentes são calculados admitindo o comportamento elástico linear da estrutura, ao qual corresponde uma rigidez elástica que pode

ser baseada na inércia da secção fendilhada ou não fendilhada. Dividindo os esforços generalizados pelo coeficiente de comportamento  $q$ , obtêm-se os esforços de dimensionamento das secções a considerar no cálculo das armaduras. Numa fase final, os deslocamentos resultantes desta combinação de acções podem ser comparados com valores máximos admissíveis.

Uma das deficiências apontadas ao método dos coeficientes de comportamento reside no facto das necessidades estruturais, em termos de deslocamento e ductilidade, não estarem explicitamente impostas no dimensionamento. As forças de cálculo são as principais variáveis do processo e os deslocamentos, necessários para controlo dos estados limite, estão como que escondidos no processo de cálculo. Além disso, através desta metodologia, o projectista contacta indirectamente com as deformações não lineares e penaliza uniformemente as estruturas irregulares.

Em termos globais, o processo de dimensionamento tem em conta as características não determinísticas das propriedades dos materiais e a combinação factorizada das forças sísmicas e das forças não sísmicas. Estes factos, combinados com os efeitos do dimensionamento pela capacidade resistente e com o elevado nível de redundância da maioria das estruturas, convergem para diferentes resistências e comportamentos pós-elástico, se comparados com o do idealizado sistema não linear equivalente de 1 grau de liberdade com comportamento elasto-perfeitamente plástico.

Apesar disso, a metodologia de dimensionamento que consiste na avaliação da resposta sísmica não linear através da resposta corrigida de sistemas equivalentes lineares tem sido extrapolada para estruturas de múltiplos graus de liberdade. No entanto, tem sido confirmado por diversos estudos numéricos que se a estrutura for regular e se os primeiros modos de vibração forem condicionantes para a resposta, estes conceitos podem ser aplicados sem problemas de maior, Pinto (1997). Por outro lado, quando o dimensionamento pela capacidade resistente é considerado, pode esperar-se que a estrutura apresente uma adequada resposta a uma acção sísmica dado que esta metodologia é insensível aos diversos princípios base ou às diversas simplificações que possam ter sido tidos em conta, Priestley (1993).

### **2.3.2 Método Estático**

De acordo com o RSA (1983), a consideração do método Estático para o dimensionamento sísmico duma estrutura implica que esta obedeça aos seguintes critérios:

- A distribuição da massa e da rigidez em planta deve ser proporcionada;  
Em termos práticos, tal significa que a distância entre o centro de rigidez e o centro de massa, medida em duas direcções ortogonais, deve ser inferior a 15% da dimensão em

planta da estrutura na direcção em consideração. Define-se o centro de rigidez dum piso como o ponto em que a aplicação de uma força horizontal origina deslocamentos tais que não se verifique rotação. A determinação simplificada do centro de rigidez pode ser feita considerando dois sistemas de forças proporcionais à inércia dos elementos verticais segundo duas direcções ortogonais e determinando a linha de acção das correspondentes resultantes. O ponto de intersecção destas duas linhas de acção define o centro de rigidez.

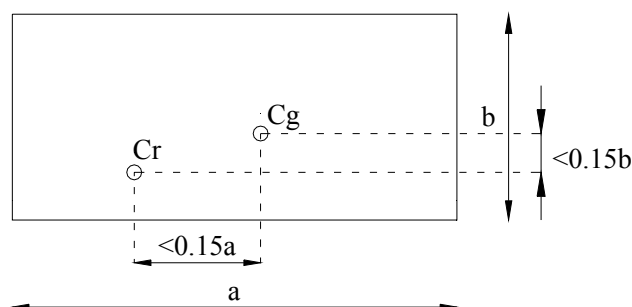


Fig. 2.3 – Condição de distribuição proporcionada da massa e da rigidez em planta.

- A distribuição vertical da massa e da rigidez não deve apresentar grandes variações;
- A estrutura deve ter os seus elementos resistentes dispostos segundo uma malha ortogonal e pouco deformável;

De um modo geral esta condição é verificada desde que a frequência fundamental seja maior que  $0.5\text{Hz}$  ou  $8/n\text{Hz}$  em que  $n$  é o número de andares. Assim, desde que se verifique a segunda condição, devem obter-se deslocamentos relativos entre dois pisos consecutivos inferiores a  $1.5\%$  da distância entre os referidos pisos, o que, de acordo com o Artº. 30.6 do RSA (1983), dispensa a consideração da instabilidade de conjunto da estrutura.

- As lajes dos pisos devem ter uma rigidez que permita serem consideradas indeformáveis no seu plano.

No método Estático a acção do sismo é quantificada através do coeficiente sísmico

$$\beta = \alpha\beta_0 / q \quad (2.8)$$

em que  $\alpha$  é o coeficiente de sismicidade, função da zona sísmica em causa,  $q$  é o coeficiente de comportamento e  $\beta_0$  é o coeficiente sísmico de referência. Os valores de  $\beta_0$ , que dependem da frequência fundamental da estrutura e do tipo de terreno, representam uma envolvente simplificada dos espectros de resposta. De acordo com o RSA (1983), os valores de  $\beta$  devem ser maiores que  $0.04\alpha$  e menores que  $0.16\alpha$ .

A determinação da frequência fundamental  $f$  da estrutura pode ser feita através do método de Rayleigh, apresentado na secção seguinte, ou então usando as expressões simplificadas apresentadas no RSA (1983) que a seguir se expõem:

- $f = 12/n \Rightarrow$  estrutura em pórtico
- $f = 16/n \Rightarrow$  estrutura em pórtico-parede
- $f = 6b/h \Rightarrow$  estrutura em parede

onde  $n$  representa o número de pisos,  $h$ , a altura total da estrutura e  $b$ , a dimensão em planta da estrutura segundo a direcção em causa.

A caracterização do tipo de estrutura é realizada através do cálculo do parâmetro  $\rho_i$ , definido como sendo a razão entre a rigidez dos elementos verticais e horizontais que são adjacentes ou existem no piso  $i$ , donde resulta a seguinte classificação de estruturas:

- $\rho_i < 10 \Rightarrow$  estrutura em pórtico
- $10 < \rho_i < 100 \Rightarrow$  estrutura em pórtico-parede
- $\rho_i > 100 \Rightarrow$  estrutura em parede

As forças estáticas  $F_{ki}$  de cada piso  $i$  são, então, obtidas através de:

$$F_{ki} = \beta h_i G_i \frac{\sum_{i=1}^n G_i}{\sum_{i=1}^n h_i G_i} \quad (2.9)$$

onde  $h_i$  representa a altura de cada piso  $i$  e  $G_i$ , o somatório dos valores das cargas permanentes e dos valores quase permanentes das sobrecargas correspondentes ao piso  $i$ .

Atendendo à Eq. (2.9), é possível verificar que esta distribuição de forças em altura é equivalente a assumir que o modo fundamental de deformação da estrutura é caracterizado por deslocamentos que aumentam linearmente em altura.

### 2.3.3 Método de Rayleigh

Sistemas com mais do que um grau de liberdade têm mais do que um modo de vibração em movimento livre, tendo, de facto, tantos modos de vibração quantos os graus de liberdade que se consideram na caracterização da estrutura. A análise da resposta precisa, em princípio, de incluir a influência dos vários modos de vibração resultando por isso  $N$  incógnitas, as quais podem ser determinadas resolvendo um sistema de  $N$  equações diferenciais. Pode, no entanto, mostrar-se que, para estruturas planas correntes, o 1º modo de vibração contribui decisivamente para a resposta da estrutura sendo a contribuição dos restantes modos pouco significativa. Neste caso o problema resume-se a determinação do 1º modo de vibração, ou modo fundamental da estrutura.

No método de Rayleigh é admitido que uma aproximação do modo fundamental pode ser obtida pela deformada que se obtém solicitando a estrutura por forças horizontais  $F_i$  cuja grandeza corresponde ao peso de cada piso da estrutura, Fig. 2.4. Os deslocamentos de cada andar, que podem ser calculados usando métodos correntes de análise estática, correspondem aos valores máximos que se verificam no movimento livre de frequência  $w$  da estrutura. Verifica-se que a variação do deslocamento de um andar ao longo do tempo  $d_i(t)$  é definida por:

$$d_i(t) = d_i \cos(wt) \quad (2.10)$$

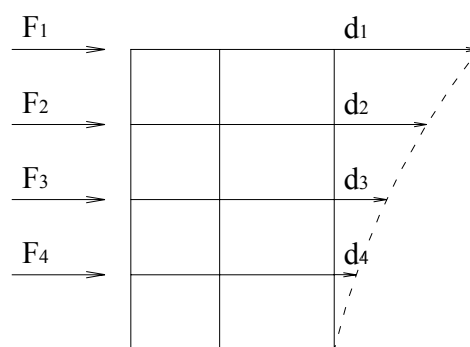


Fig. 2.4 – Peso de cada piso actuando na estrutura sob a forma de forças horizontais.

A determinação da frequência  $w$  pode ser feita aplicando o princípio de conservação da energia, igualando a máxima energia de deformação à máxima energia cinética. A máxima

energia de deformação obtém-se quando se verificam os máximos deslocamentos, sendo nessa altura a velocidade nula e, portanto, nula a correspondente energia cinética. A velocidade do movimento do andar  $i$  obtém-se derivando a expressão do seu deslocamento:

$$\dot{d}_i(t) = d_i w \operatorname{sen}(wt) \quad (2.11)$$

e atinge o seu valor máximo quando  $\operatorname{sen}(wt) = 1$ , ou seja, quando os deslocamentos são nulos e portanto nula a correspondente energia de deformação. Deste modo a máxima energia de deformação  $E_{pmax}$  e a máxima energia cinética  $E_{cmax}$  podem ser calculadas através das seguintes expressões:

$$E_{pmax} = \frac{\sum_{i=1}^n F_i d_i}{2} \quad (2.12)$$

$$E_{cmax} = \frac{\sum_{i=1}^n M_i (w d_i)^2}{2} \quad (2.13)$$

onde  $M_i$  representa a massa do piso  $i$ . Considerando  $F_i = M_i \cdot g$ , onde  $g$  é a aceleração da gravidade, igualando as Eq. (2.12) e (2.13) e resolvendo em relação à frequência  $w$  resulta:

$$w = \sqrt{\frac{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}{\sum_{i=1}^n F_i d_i^2}} \quad [\text{rad/s}] \quad (2.14)$$

ou, em relação à frequência  $f$ ,

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}{\sum_{i=1}^n F_i d_i^2}} \quad [\text{Hz}] \quad (2.15)$$

ficando, desta forma, caracterizado o modo de vibração fundamental através dos deslocamentos do andar  $d_i$  e da respectiva frequência  $f$  ou  $\omega$ .

Por outro lado, partindo da Eq. (2.10), é possível obter para cada piso as correspondentes acelerações  $\ddot{d}_i(t)$  e forças de inércia, considerando o módulo da aceleração  $\ddot{d}_i(t)$ , definidas por:

$$\ddot{d}_i(t) = -\omega^2 d_i \cos(\omega t) \quad (2.16)$$

$$f_{I_i} = M_i \omega^2 d_i \cos(\omega t) \quad (2.17)$$

O valor máximo das referidas forças de inércia é atingido para

$$f_{I_i, \max} = M_i \omega^2 d_i \quad (2.18)$$

O conhecimento da frequência fundamental da estrutura  $f$  permite, admitindo um determinado amortecimento viscoso  $\xi$  para a estrutura, determinar o valor da máxima aceleração espectral  $S_a(f; \xi)$  que a resposta estrutural poderá experimentar, a partir de espectros de resposta regulamentares.

Atendendo a que os deslocamentos máximos de cada piso  $d_i$  foram calculados por forças fictícias iguais ao peso de cada piso, o que corresponde a admitir a aceleração gravítica  $g$  aplicada à massa da estrutura, se em vez de  $g$  tivermos uma aceleração máxima  $S_a(f; \xi)$ , as correspondentes forças de inércia serão:

$$f_{S_i} = \frac{S_a(f; \xi)}{g} M_i \omega^2 d_i \quad (2.19)$$

O cálculo da estrutura para estas forças permite determinar a resposta da estrutura à acção sísmica. No entanto, tal como acontece no método Estático, as forças sísmicas devem ser corrigidas, multiplicando-as pelo coeficiente de sismicidade  $\alpha$ , de modo a ter em consideração a zona sísmica em causa, e dividindo-as pelo coeficiente de comportamento  $q$  cuja função, como anteriormente exposto, é considerar o comportamento não linear da estrutura.

Tal como no método Estático, a massa dos pisos a considerar é definida no RSA (1983) como sendo a correspondente ao somatório dos valores das cargas permanentes e dos valores quase permanentes das sobrecargas.

### 2.3.4 Método base do Eurocódigo 8

Embora o EC8 (1994) também permita assumir que o modo fundamental de deformação da estrutura é caracterizado por deslocamentos que aumentam linearmente em altura como no método Estático, o método base preconizado por este regulamento é relativamente distinto.

Verifica-se que as forças sísmicas  $F_{S_i}$  a aplicar ao nível de cada piso da estrutura são definidas por:

$$F_{S_i} = F_b \frac{d_i M_i}{\sum_{j=1}^n d_j M_j} \quad (2.20)$$

onde  $F_b$  representa a força de corte basal ao nível da fundação,  $M_i$  e  $M_j$ , as massas dos pisos  $i$  e  $j$ , e,  $d_i$  e  $d_j$ , o valor dos deslocamentos dos piso  $i$  e  $j$ . De acordo com este regulamento a força de corte basal  $F_b$  é definida por:

$$F_b = S_a(T) \cdot W \quad (2.21)$$

onde  $S_a(T)$  representa o valor da aceleração espectral de projecto, normalizada pela aceleração da gravidade, para o período  $T$  da estrutura em causa e  $W$  é o peso total da estrutura. Quer as referidas massas dos pisos, quer o peso total da estrutura devem ser definidos como sendo o somatório dos valores das cargas permanentes e dos valores quase permanentes das sobrecargas.

Tal como acontece nos métodos anteriores, as forças sísmicas devem ser corrigidas, multiplicando-as pelo coeficiente de sismicidade  $\alpha$  e dividindo-as pelo coeficiente de comportamento  $q$ .

### 2.3.5 Consideração do efeito de torção global da estrutura

No caso do RSA (1983), é estipulado que as forças sísmicas, quer calculadas pelo método Estático, quer calculadas pelo método de Rayleigh, devem ser aplicadas com uma excentricidade de  $e_{1i}$  ou  $e_{2i}$ , conforme for mais desfavorável para o elemento em análise, de forma a ter em conta o efeito da torção global da estrutura. As referidas excentricidades são definidas de acordo com a Fig. 2.5 onde  $a$  representa a dimensão do edifício em planta segundo a direcção perpendicular à direcção em análise,  $Cg_i$ , a posição do centro de massa do piso  $i$ ,  $Cr_i$ , a posição do centro

de rigidez do piso  $i$  e  $b_i$ , a excentricidade entre  $Cg_i$  e  $Cr_i$  segundo a direcção perpendicular à direcção em análise.

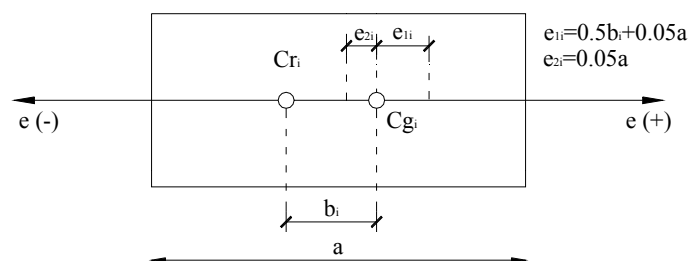


Fig. 2.5 – Excentricidade das forças sísmicas para a consideração do efeito da torção global de acordo com o RSA (1983)

Quando há simetria e distribuição uniforme de rigidez em planta, o RSA (1983) indica que o efeito da torção pode ser considerado multiplicando os esforços obtidos, sem consideração da torção, pelo factor:

$$\zeta = 1 + 0.6 \frac{x}{a} \quad (2.22)$$

em que  $x$  é a distância do plano de simetria ao elemento em análise e  $a$  é a dimensão do edifício segundo a direcção perpendicular à direcção da estrutura em consideração.

Relativamente ao EC8 (1994), no caso de estruturas regulares em planta e em altura, os efeitos adicionais da torção global da estrutura podem ser determinados de forma semelhante à preconizada pelo RSA (1983), ou seja, pela Eq. (2.22).

A análise da torção global pode ser realizada de forma aproximada usando dois modelos planos, um para cada direcção, sendo os efeitos da torção global calculados separadamente para cada direcção, no caso da estrutura não satisfazer os critérios de regularidade em planta ou em altura mas, neste último caso, satisfaça um dos seguintes critérios:

#### *Critério 1*

- o edifício tem um revestimento relativamente rígido e paredes divisórias bem distribuídas em planta;
- o edifício não ultrapassa os  $10m$  de altura;
- a razão entre a altura e o comprimento é, nas duas direcções, inferior a  $0.4$ .

*Critério 2*

- a rigidez no plano da laje do piso é suficientemente grande em comparação com a rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, de modo a poder assumir-se que tem um comportamento de diafragma rígido;
- os centros de rigidez e de massa estão localizados aproximadamente na mesma linha vertical – este critério é satisfeito desde que elementos estruturais como núcleos, paredes estruturais e pórticos tenham continuidade desde a fundação até ao topo da estrutura e que as deformadas dos sistemas estruturais individuais dos pisos, sob a acção das forças horizontais, não sejam muito diferentes.

De acordo com o Anexo A da Parte 1.1 do EC8 (1994) a consideração dos efeitos da torção pressupõe que as forças sísmicas  $F_{S_i}$  de cada piso se encontram deslocadas da sua posição nominal relativamente ao centro de massa de uma excentricidade adicional  $e_{2i}$  cujo valor é o menor do resultante das seguintes expressões:

$$e_{2i} = 0.1(L + B)\sqrt{10e_0/L} \leq 0.1(L + B) \tag{2.23}$$

$$e_{2i} = \frac{I}{2e_0} \left( l_s^2 - e_0^2 - r^2 + \sqrt{(l_s^2 + e_0^2 - r^2)^2 + 4e_0^2 r^2} \right) \tag{2.24}$$

onde  $e_0$  se encontra definido na Fig. 2.6,  $l_s^2$  é dado por  $(L^2 + B^2)/12$  e  $r^2$  representa a razão entre a rigidez de torção e a rigidez de translação da direcção em consideração. Este regulamento permite, no entanto, que a excentricidade  $e_{2i}$  seja desprezada se  $r^2 \geq 5(l_s^2 + e_0^2)$ .

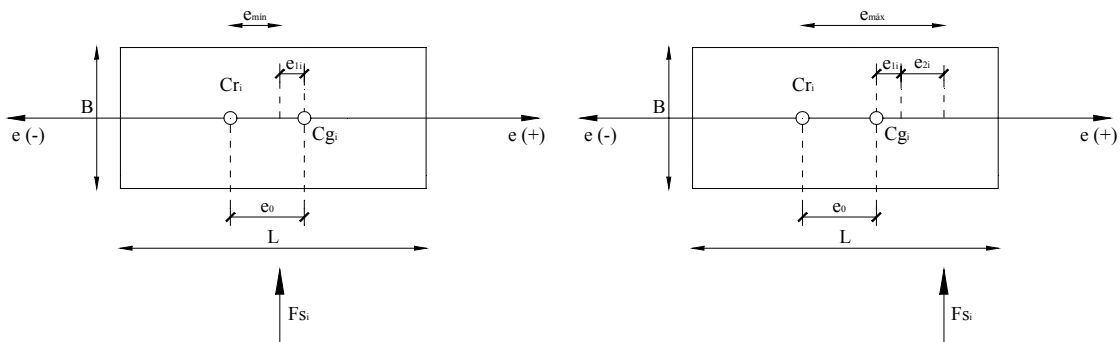


Fig. 2.6 – Excentricidade das forças sísmicas para a consideração do efeito da torção global de acordo com o EC8 (1994).

O efeito da torção pode, então, ser determinado como sendo a envolvente dos efeitos resultantes da análise de dois carregamento estáticos constituídos pelos momentos torsores  $M_{Ti}$  definidos pelas seguintes expressões:

$$M_{Ti} = F_{S_i} e_{máx} \quad (2.25)$$

$$M_{Ti} = F_{S_i} e_{mín} \quad (2.26)$$

onde as excentricidades  $e_{máx}$  e  $e_{mín}$  são definidas na Fig. 2.6 e a excentricidade  $e_l$  é dada por:

$$e_l = 0.05L \quad (2.27)$$

### 2.3.6 Valores do coeficiente de comportamento

De acordo com o REBAP (1983), o coeficiente de comportamento depende do tipo de estrutura, das suas características de ductilidade e do grau de exploração dessa ductilidade admitido. Os valores preconizados por este regulamento são apresentados no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Valores do coeficiente de comportamento preconizado pelo REBAP (1983)

<i>Ductilidade</i>	<i>Pórtico</i>	<i>Pórtico-parede</i>	<i>Parede</i>
<i>Normal</i>	2.5	2.0	1.5
<i>Melhorada</i>	3.5	2.5	2.0

Por outro lado, no EC8 (1994) o coeficiente de comportamento é definido de acordo com a seguinte expressão:

$$q = q_0 K_D K_R K_w \geq 1.5 \quad (2.28)$$

onde  $q_0$  representa o coeficiente de comportamento de base, cujos valores se apresentam no Quadro 2.2 em função do sistema estrutural,  $K_D$ , um coeficiente definido em função da classe de ductilidade,  $K_R$ , um coeficiente que traduz a regularidade em altura e  $K_w$ , um coeficiente que traduz o modo de vibração dominante em estruturas com paredes resistentes. Os valores dos diferentes coeficientes são definidos em seguida.

Quadro 2.2 – Valores do coeficiente de comportamento de base preconizado pelo EC8 (1994)

<i>Sistema Estrutural</i>		$q_0$
<i>Pórtico</i>		5.0
<i>Misto</i>	<i>Pórtico Equivalente</i>	5.0
	<i>Parede Equivalente com paredes acopladas</i>	5.0
	<i>Parede Equivalente com paredes desacopladas</i>	4.5
<i>Paredes</i>	<i>Acopladas</i>	5.0
	<i>Desacopladas</i>	4.0
<i>Núcleo</i>		3.5
<i>Pêndulo</i>		2.0

$$K_D = \begin{cases} 1.00 & \text{Classe de alta ductilidade} \\ 0.75 & \text{Classe de média ductilidade} \\ 0.50 & \text{Classe de baixa ductilidade} \end{cases} \quad (2.29)$$

$$K_R = \begin{cases} 1.00 & \Rightarrow \text{estruturas regulares em altura} \\ 0.80 & \Rightarrow \text{estruturas não regulares} \end{cases} \quad (2.30)$$

$$K_w = \begin{cases} 1.00 & \Rightarrow \text{estrutura em pórtico} \\ 1/(2.5 - 0.5\alpha_0) \leq 1.0 & \Rightarrow \text{estrutura la min ar} \end{cases} \quad (2.31)$$

O coeficiente  $\alpha_0$  é definido por:

$$\alpha_0 = \frac{h_w}{l_w} \quad (2.32)$$

onde  $h_w$  representa a altura deformável da parede e  $l_w$  a dimensão da sua secção transversal.

Comparando os coeficientes de comportamento preconizados pelos dois referidos regulamentos e a forma como são obtidos, verifica-se que o EC8 (1994) é mais pormenorizado na sua exposição sendo mais criteriosa a sua definição neste regulamento. No entanto, salienta-se o facto de, para pontes, o EC8 (1994), na secção 2.3.6.1 da Parte 2, definir este parâmetro em função do período  $T$  da estrutura, da ductilidade disponível em deslocamentos  $\mu_d$  e da abcissa  $T_c$  do espectro de resposta regulamentar, Eq. (2.33). Uma expressão que relacionasse o mesmo

tipo de parâmetros seria efectivamente bem-vinda para a definição do coeficiente de comportamento para estruturas de edificios dado que permitiria, dessa forma, uma melhor caracterização da resposta não linear expectável.

$$q = 1 + (\mu_d - 1) \frac{T}{1.5T_c} \leq \mu_d \quad (2.33)$$

## 2.4 Dimensionamento baseado em deslocamentos

Recentemente começou a ser claro que uma abordagem mais racional, e potencialmente mais fiável, seria a de desenvolver metodologias de Dimensionamento Baseado em Deslocamentos, “Displacement Based Design”, sendo definidos, conseqüentemente, estados limite referidos a deslocamentos, atendendo directamente, desta forma, aos possíveis danos estruturais que possam ocorrer.

Este tipo de formulação permite, assim, uma análise mais detalhada e, por conseguinte, uma multiplicação dos estados limite de interesse, enquadrando-se a sua implementação na filosofia do dimensionamento sísmico baseado em critérios de desempenho.

Dado que um sismo não representa um conjunto de forças horizontais a que uma estrutura tem de resistir, como é geralmente considerado no dimensionamento, mas sim uma acomodação dum determinado nível de deslocamentos dinâmicos impostos na base da estrutura, uma abordagem baseada em deslocamentos ou deformações, ao invés duma abordagem baseada em forças, constitui uma formulação mais racional para o dimensionamento sísmico de estruturas.

Por outro lado, constata-se que o colapso das estruturas não é, apenas, devido às cargas laterais induzidas pelo sismo mas, também, devido ao efeito conjunto das cargas gravíticas que, actuando deslocadas da sua posição original devido aos deslocamentos causados pelo sismo, precipitam o colapso.

Nos métodos baseados em forças, os deslocamentos limite podem ser verificados na fase final do processo de dimensionamento, em termos de limites de serviço, ou são considerados implicitamente em termos de ductilidade necessária através dos coeficientes de comportamento.

Dado que os danos estruturais devido a sismos são expressos por deformações (deslocamentos, curvaturas, rotações, deslocamentos entre pisos, extensões), colocando a prioridade do dimensionamento nos deslocamentos, com verificações posteriores das resistências, é conseguida uma consideração mais consistente dos danos. Outra das vantagens consiste na possibilidade

de controlar explicitamente os deslocamentos exigidos nos elementos estruturais, em vez de uniformizar as solicitações dos vários elementos por aplicação dum único coeficiente de comportamento a toda a estrutura.

Em suma, esta metodologia de dimensionamento permite eliminar a necessidade de definir um coeficiente de comportamento, permite realizar análises do comportamento estrutural para diversos níveis de desempenho da mesma forma e providencia um dimensionamento sísmico racional, compatível com a filosofia de que as estruturas deverão acomodar deformações plásticas consideráveis quando sujeitas a sismos intensos e verificar as condições de serviço para sismos pouco intensos. Na sua essência, este método de dimensionamento consiste numa metodologia que utiliza os deslocamentos que podem ser atingidos, aquando duma ocorrência sísmica pré-definida, definindo um conjunto de forças sísmicas compatíveis com esses deslocamentos que permitem realizar o dimensionamento sísmico da estrutura de acordo com as combinações de acções regulamentares habituais.

A consideração do comportamento não linear dos elementos estruturais é realizada pela adopção duma rigidez secante equivalente, função do nível de deslocamento atingido, de modo a permitir a utilização da análise linear, associada à especificação de um coeficiente de amortecimento adequado à tradução da dissipação histerética de energia, Fig. 2.7.

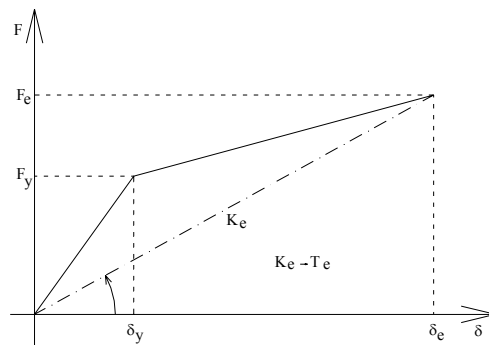


Fig. 2.7 – Estrutura substituta.

O dimensionamento de secções é, desta forma, realizado por especificação de um deslocamento a atingir, o deslocamento objectivo, “target displacement”, e não por verificação de um deslocamento limite. O deslocamento objectivo deverá ser especificado consoante o nível de desempenho ou estado limite a considerar na análise pretendida.

A origem do dimensionamento baseado em deslocamentos surge na década de 60, como referido por Moehle (1992). No entanto, o desenvolvimento do conceito de estrutura substituta,

ao qual esta metodologia de dimensionamento recorre, surge mais tarde e é devido a Sozen e associados, Gulkan e Sozen, (1974) e Shibata e Sozen, (1976).

A estrutura substituta corresponde a um oscilador elástico de 1 grau de liberdade, cujas propriedades representam o sistema inelástico, Fig. 2.7, representando, portanto, um sistema elástico com o mesmo deslocamento de pico e a mesma força de pico do sistema inelástico.

A rigidez secante  $K_e$  corresponde à rigidez existente no estado limite de deformação considerado e pode ser utilizada para obter um período equivalente  $T_e$ . A energia histerética dissipada pela estrutura inicial, pode ser quantificada de modo a avaliar o amortecimento equivalente  $\xi_e$  da estrutura substituta que conduz ao mesmo deslocamento estrutural do sistema inelástico. O conceito de estrutura substituta permite, dada a natureza elástica das suas propriedades efectivas, a utilização dum espectro elástico de deslocamentos no dimensionamento, enquanto se avalia a capacidade de deslocamento dum sistema inelástico.

Apesar da sua origem algo remota, apenas recentemente surgiu um procedimento completo dum método baseado em deslocamentos; inicialmente para sistemas de 1 grau de liberdade por Kowalsky, Priestley e MacRae (1995) e, em seguida, para sistemas de N graus de liberdade por Calvi e Kingsley (1995) e Calvi e Pavese (1995).

Atendendo a que o estudo de aplicação das diversas metodologias de dimensionamento sísmico incide fundamentalmente em estruturas de N graus de liberdade, o dimensionamento baseado em deslocamentos para sistemas de 1 grau de liberdade não é apresentado, podendo ser consultado no trabalho pioneiro de Kowalsky, Priestley e MacRae (1995).

Expõem-se, em seguida, os fundamentos do dimensionamento baseado em deslocamentos para estruturas de N graus de liberdade que permitem a definição da sequência de operações que, na prática, conduz ao cálculo das forças sísmicas resultantes deste método.

### 2.4.1 Fundamentos do dimensionamento baseado em deslocamentos

A aplicação deste método a estruturas de N graus de liberdade parte do princípio que, assumindo um determinado modo de deformação, o comportamento dum sistema de N graus de liberdade pode ser aproximadamente descrito em termos dum sistema de 1 grau de liberdade.

Desta forma, um sistema de N graus de liberdade será assemelhado a um sistema de 1 grau de liberdade de massa  $m_e$ , rigidez  $K_e$ , amortecimento equivalente  $\xi_e$ , sujeito a um deslocamento  $\delta_e$  e a uma força sísmica  $F_e$ .

Considera-se que os deslocamentos  $\delta_i$  da deformada da estrutura podem ser definidos em termos de factores  $c_i$ , tais que:

$$\delta_i = c_i \delta_e \quad \text{com } i = 1, \dots, NGL \quad (2.34)$$

onde NGL representa o número de graus de liberdade da estrutura. É também assumido que a aceleração de cada grau de liberdade  $a_i$  é proporcional à deformada:

$$a_i = c_i a_e \quad \text{com } i = 1, \dots, NGL \quad (2.35)$$

onde  $a_e$  representa a aceleração equivalente do sistema de 1 grau de liberdade. Dado que a soma das forças aplicadas em cada grau de liberdade  $F_i$  deve ser igual à força aplicada ao sistema de 1 grau de liberdade  $F_e$ , resulta:

$$F_e = \sum_{i=1}^{NGL} F_i = \sum_{i=1}^{NGL} m_i a_i = a_e \sum_{i=1}^{NGL} m_i c_i \quad (2.36)$$

onde  $m_i$  representa a massa associada ao grau de liberdade  $i$  determinada pelo somatório dos valores das cargas permanentes e dos valores quase permanentes das sobrecargas. A massa efectiva do sistema de 1 grau de liberdade pode, então, ser expressa por:

$$m_e = \sum_{i=1}^{NGL} m_i c_i \quad (2.37)$$

Consequentemente, atendendo à Eq. (2.36), as forças  $F_i$  em cada grau de liberdade podem ser expressas em termos da força  $F_e$  aplicada ao sistema de 1 grau de liberdade:

$$F_i = m_i a_i = m_i c_i a_e = F_e \frac{m_i c_i}{\sum_{k=1}^{NGL} m_k c_k} \quad (2.38)$$

Substituindo  $c_i$  a partir da Eq. (2.34) obtém-se:

$$F_i = F_e \frac{m_i \delta_i}{\sum_{k=1}^{NGL} m_k \delta_k} \quad (2.39)$$

O deslocamento efectivo  $\delta_e$  é, então, definido de modo a que o trabalho realizado pela força actuante no sistema de 1 grau de liberdade seja igual ao trabalho realizado pelas forças actuantes no sistema de N graus de liberdade:

$$\delta_e F_e = \sum_{i=1}^{NGL} F_i \delta_i \quad (2.40)$$

Resolvendo a equação anterior em relação a  $\delta_e$  e substituindo  $F_i$  a partir da Eq. (2.39), obtém-se a expressão do deslocamento  $\delta_e$  do sistema equivalente de 1 grau de liberdade:

$$\delta_e = \frac{\sum_{i=1}^{NGL} m_i \delta_i^2}{\sum_{i=1}^{NGL} m_i \delta_i} \quad (2.41)$$

A rigidez  $K_e$  do sistema equivalente de 1 grau de liberdade vem, portanto, dada por:

$$K_e = \frac{F_e}{\delta_e} \quad (2.42)$$

De forma a poder utilizar espectros de deslocamentos e calcular o período  $T_e$ , é necessário obter o amortecimento equivalente  $\xi_e$  do sistema de 1 grau de liberdade. Este valor pode ser obtido através das relações entre o amortecimento hysterético do modelo de comportamento estrutural admitido e a ductilidade média esperada para a estrutura de N graus de liberdade.

### 2.4.2 Sequência de operações do dimensionamento baseado em deslocamentos

Após serem discutidos os conceitos que fundamentam as diversas operações que conduzem à determinação das forças sísmicas  $F_i$  a aplicar na estrutura de N graus de liberdade, expõe-se a sequência de operações do dimensionamento baseado em deslocamentos que, em parte, consiste na reordenação de algumas das expressões atrás definidas.

Assumido o modo de deformação da estrutura de N graus de liberdade, o deslocamento  $\delta_e$  do sistema de 1 grau de liberdade é obtido a partir da Eq. (2.41). A massa efectiva deste sistema é definida de acordo com a Eq. (2.37).

O cálculo do amortecimento  $\xi_e$  de acordo com o modelo de comportamento estrutural considerado necessita da determinação prévia de diversos parâmetros.

O processo começa, portanto, pelo cálculo do deslocamento entre pisos, normalizado pela altura entre os pisos, de cedência  $\theta_y$  definido pela Eq. (2.43), expressão calibrada com base em resultados experimentais, Priestley (1998), onde  $\varepsilon_y$  representa a extensão de cedência do aço,  $l$ , o principal vão das vigas da estrutura e  $h_b$ , a altura da secção das vigas.

$$\theta_y = 0.5\varepsilon_y \cdot \frac{l}{h_b} \quad (2.43)$$

A Eq. (2.44) define a altura do centro de gravidade das forças horizontais,  $h_{cg}$ , a partir dos deslocamentos de piso  $\delta_i$ , das massas  $m_i$  e alturas de piso  $h_i$  da estrutura, sendo  $n$  o número de pisos igual ao número de graus de liberdade.

$$h_{cg} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i h_i}{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i} \quad (2.44)$$

A ductilidade em deslocamentos,  $\mu_\delta$ , no centro de gravidade das forças horizontais é definida pela Eq. (2.45).

$$\mu_\delta = \frac{\delta_e}{h_{cg} \cdot \theta_y} \quad (2.45)$$

A Eq. (2.46) define a ductilidade em curvatura  $\mu$ , obtida a partir da reformulação da proposta de Park e Paulay (1975), onde  $l_c$  representa a altura média dos pisos,  $L_{pb}$  e  $L_{pc}$ , os comprimento de rótula plástica nas vigas e pilares, respectivamente, e  $\alpha$ , um coeficiente que relaciona a curvatura de cedência das vigas com a curvatura dos pilares. Salienta-se que uma exposição mais pormenorizada desta expressão se encontra definida no Anexo A1.

$$\mu = \frac{(\mu_\delta - 1)n \cdot \alpha \cdot l_c^3 \left( n - \frac{1}{3} \right)}{2h_{cg} (h_{cg} - 0.5L_{pc}) \cdot L_{pb}} + 1 \quad (2.46)$$

Considerando-se como modelo de comportamento estrutural o modelo hysterético de Costa e Costa (1987), e desprezando o efeito da degradação da resistência com o aumento da deformação, o amortecimento  $\xi_e$  resulta da Eq. (2.47), CEB (1994), onde  $p$  representa o endurecimento que depende do endurecimento do aço, e  $a$  e  $\beta$  são parâmetros do modelo de comportamento. Nos cálculos efectuados estes factores consideram-se com os valores 0.01, CEB (1994), 0.25 e 0, respectivamente.

$$\xi_e = \frac{1}{2\pi} (1 - \rho) \frac{(2 - \rho)\mu^\beta - \rho}{(2 - \rho)\mu^\beta - 1} \quad \text{sendo} \quad \rho = \frac{1 + p(\mu - 1)}{\mu^{1-a}} \quad (2.47)$$

Consultando um espectro de deslocamentos é obtido o período  $T_e$  do sistema de 1 grau de liberdade, a partir do deslocamento  $\delta_e$  e do amortecimento  $\xi_e$ . A Eq. (2.48) define a rigidez equivalente  $K_e$  que permite calcular a força sísmica global  $F_e$  do sistema de 1 grau de liberdade pela Eq. (2.49).

Finalmente, a Eq. (2.39) define as forças sísmicas a aplicar nos graus de liberdade do sistema inicial.

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (2.48)$$

$$F_e = K_e \delta_e \quad (2.49)$$

Após o cálculo das forças sísmicas, a consideração do efeito da torção global do edifício pode ser efectuada de forma idêntica à considerada pelo EC8 (1994).

Um importante factor a salientar está relacionado com o facto desta metodologia possibilitar o tratamento de diferentes níveis de desempenho ou de estados limite com o mesmo método de cálculo, bastando para tal definir uma deformada da estrutura para cada estado limite que se pretende estudar. No entanto, tal resulta, forçosamente, na consideração de diferentes deslocamentos objectivo, diferentes forças sísmicas e, logo, diferentes percentagens de armadura, para um determinado elemento. A decisão sobre que dimensionamento deverá ser efectivamente utilizado na secção terá de ser tomada com base em critérios que tentem aproximar o dimensionamento final de todos os dimensionamentos gerados pelos diferentes níveis de desempenho considerados, existindo, à partida, a consciência de que determinadas concessões terão de ser feitas.

Existem, no entanto, algumas limitações inerentes a esta metodologia.

Dado que a resposta do sistema é baseada no instante de tempo correspondente ao máximo deslocamento verificado, não são considerados os efeitos da duração da solicitação, que tendem a ser dependentes do período da estrutura. Verifica-se que este facto influencia mais concretamente as estruturas de menor período, por serem solicitadas por um maior número de ciclos. Outro problema prende-se com a relação entre o deslocamento de pico de sistemas elásticos e inelásticos. Essa relação é complexa, apresentando maior variabilidade relativamente ao que é habitualmente considerado através de regras simplificadas, como as da igualdade de deslocamentos e de energia.

## 2.5 A acção sísmica

Apresentam-se nesta secção as principais características do tipo de acção sísmica que deve ser considerada no território português. A exposição que se segue procede, ainda, à distinção entre as características da acção sísmica definida pelo RSA (1983) e pelo EC8 (1994).

Não sendo o documento base do EC8 (1994) um regulamento com aplicação estritamente nacional, algumas partes desse documento devem ser ajustadas às condições locais de cada país e incluídas no Documento Nacional de Aplicação, DNA, que complementa o documento base do EC8 (1994) fazendo parte integrante dele no respectivo país.

Enquadrada neste contexto encontra-se a definição da acção sísmica a considerar em Portugal, tendo sido efectuada a reformulação da acção sísmica base do EC8 (1994) de modo a ter em conta a necessidade de compatibilidade entre o DNA e o RSA (1983).

O DNA considerado neste trabalho para a definição da acção sísmica passará a ser referido por DNA-EC8 (2000).

Em Portugal, os sismos são classificados como sismos afastados (sismo do Tipo II) - a grande distância focal e de grande magnitude - e em sismos próximos (sismo Tipo I) - a pequena distância focal e de magnitude moderada, tendo características muito diferentes.

Assim, o sismo do Tipo II caracteriza-se por ter uma grande distância focal, uma duração maior, normalmente acima dos 30 segundos, uma frequência predominante baixa, em torno de 1Hz e uma componente vertical pouco importante em comparação com a horizontal enquanto o sismo Tipo I é caracterizado por ter uma pequena distância focal, uma componente vertical importante, chegando a ser da ordem de grandeza da componente horizontal, uma pequena duração, entre os 7 e os 14 segundos, e uma frequência predominante alta, entre os 3 e os 3.5Hz.

Os valores característicos da acção dos sismos são quantificados em função da sismicidade da zona em que se situa a construção e da natureza do terreno do local em que é implantada, de forma a manter uniforme o nível de segurança das construções face à acção sísmica. A influência da sismicidade é traduzido pelo já referido coeficiente de sismicidade  $\alpha$  cujos valores são os indicados no Quadro 2.3, comuns ao RSA (1983) e ao DNA-EC8 (2000), embora neste último o parâmetro  $\alpha$  não apareça explicitamente.

Quadro 2.3 – Valores do coeficiente de sismicidade.

<i>Zona sísmica</i>	$\alpha$
<i>A</i>	<i>1.0</i>
<i>B</i>	<i>0.7</i>
<i>C</i>	<i>0.5</i>
<i>D</i>	<i>0.3</i>

A natureza do terreno onde está fundado o edifício tem uma importância fundamental na resposta da estrutura. Assim, o RSA (1983), considera os seguintes tipos de terreno: Tipo I – Rochas e solos coerentes rijos; Tipo II – Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média e solos incoerentes compactos; Tipo III – solos coerentes moles e muito moles e solos incoerentes soltos. No caso do DNA-EC8 (2000) são igualmente definidas três classes de terreno de fundação cujas características, embora mais detalhadas, podem ser associadas às classes definidas no RSA (1983).

A acção sísmica regulamentar é, geralmente, definida em termos de espectros de resposta em acelerações, cujos pontos correspondem ao lugar geométrico da envolvente das máximas respostas dum sistema de 1 grau de liberdade submetido a vários acelerogramas que caracterizem as condições de sismicidade pretendida (tipo de sismo e tipo de terreno).

Enquanto no RSA (1983) não são definidas as expressões analíticas dos espectros de resposta regulamentares, podendo, no entanto, ser obtidos através da transformação do espectro de potência fornecido, o DNA-EC8 (2000) define analiticamente o espectro de resposta que propõe, sendo relativamente a este aspecto que existe uma maior necessidade de ajuste do documento base do EC8 (1994).

Enquanto que o EC8 (1994) apenas considera um tipo de acção sísmica, no território português devem ser considerados dois tipos de mecanismos tectónicos que dão origem aos dois tipos de sismos já referidos.

Uma importante diferença ente o RSA (1983) e o EC8 (1994) consiste no período de retorno de referência,  $T_R$ , considerado para a acção sísmica. Enquanto que no RSA (1983) o perí-

odo de retorno de referência é de 1000 anos, correspondente a uma probabilidade anual de excedência de 0.1%, o EC8 (1994) considera que esse valor é de 475 anos, o que corresponde a uma probabilidade anual de excedência de 0.2%.

Ainda de acordo com o RSA (1983), o valor da acção sísmica deve ser majorado por um coeficiente parcial de segurança de 1.5 (acção variável) de forma a serem obtidos os valores da acção sísmica para efeitos de dimensionamento para o estado limite último. Por outro lado, a acção sísmica no EC8 (1994), à semelhança das acções de acidente definidas no Eurocódigo 1, EC1 (1994), é afectada por um coeficiente parcial de segurança de 1.0.

Assim, de forma a ter em conta estes diferentes aspectos, o período de retorno de referência adoptado no DNA-EC8 (2000) é de 3000 anos, pois o valor da aceleração correspondente a este período de retorno está próximo do valor que se obteria multiplicando por 1.5 o respectivo valor correspondente ao período de retorno do RSA (1983), Carvalho, Oliveira, Costa e Sousa (1999).

Apresentam-se nas Fig. 2.8 e 2.9 os espectros de resposta do RSA (1983), majorados pelo coeficiente parcial de segurança de valor 1.5, e os espectros elásticos do DNA-EC8 (2000) para um amortecimento igual a 5% do amortecimento crítico e um terreno de fundação do Tipo B, equivalente ao Tipo II definido no RSA (1983), para uma acção sísmica do Tipo I e II, respectivamente.

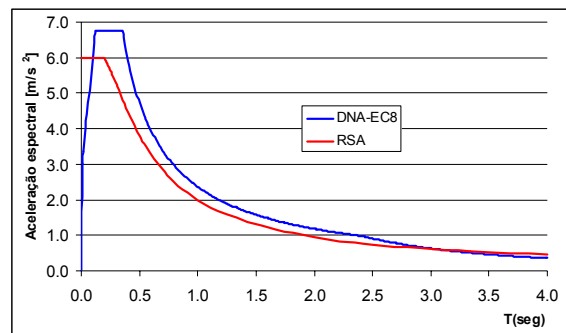


Fig. 2.8 – Comparação dos espectros de resposta da acção sísmica Tipo I: Solo B, amortecimento de 5%.

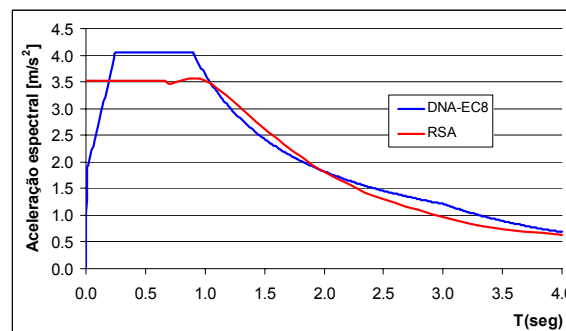


Fig. 2.9 – Comparação dos espectros de resposta da acção sísmica Tipo II: Solo B, amortecimento de 5%.

Enquanto o RSA (1983) apresenta os diversos espectros de resposta para três valores de amortecimento diferentes, o EC8 (1994) e o DNA-EC8 (2000) apresentam os espectros de resposta definidos para um coeficiente de amortecimento base de 5% do amortecimento crítico, definindo, no entanto, um coeficiente correctivo  $\eta$  para estruturas com amortecimento diferente através de:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad (2.50)$$

onde  $\xi$  representa o coeficiente de amortecimento considerado em percentagem do amortecimento crítico. Refere-se que esta expressão é de fundamental importância na aplicação do dimensionamento baseado em deslocamentos, pois o amortecimento equivalente  $\xi_e$ , Eq. (2.47), será, na maioria dos casos superior a 5%. O limite inferior do coeficiente  $\eta$  não será, no entanto, tido em conta, Priestley (1998) e (2000), dado que limita o amortecimento máximo admissível a cerca de 12%.

Ainda em relação ao dimensionamento baseado em deslocamentos, salienta-se o facto dos espectros de resposta em deslocamentos necessários à aplicação do método são obtidos por dupla integração das expressões que definem os espectros de acelerações, havendo, no entanto, a consciência de que potenciais erros podem surgir, especialmente em estruturas de período longo, onde os espectros de deslocamentos podem ser influenciados pelo tipo de tratamento matemático que foi aplicado nos acelerogramas que os geraram.

## 2.6 Combinação da acção sísmica com outras acções

Designando por  $S_{E_d}$  a acção sísmica de projecto, quando esta é a acção de base, deverá ser considerada a seguinte combinação de acções:

$$S_d = \sum_{i=1}^{np} S_{G_{ik}} + \gamma_I S_{E_d} + P_k + \sum_{j=2}^{nv} \psi_{2_j} S_{Q_{jk}} \quad (2.51)$$

onde  $S_d$  representa o valor de cálculo da solicitação,  $S_{G_{ik}}$ , o valor característico da carga permanente  $i$ ,  $\gamma_I$ , o valor do factor de importância,  $P_k$ , o valor característico da carga de pré-esforço,  $\psi_{2_j}$ , o valor do coeficiente de combinação para o valor quase permanente da carga variável  $j$ , e

$S_{Q_{jk}}$ , o valor característico da carga variável  $j$ . O coeficiente de importância  $\gamma_I$  tem como função expressar o valor de utilidade pública da estrutura em causa assim como as potenciais consequências do seu colapso, sendo definido de acordo com o DNA-EC8 (2000) pelos valores do Quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Valores do coeficiente de importância.

<b>Categoria de importância</b>	<b>Estrutura</b>	<b>Coefficiente de importância</b>
<i>I</i>	<i>Edifícios cuja integridade durante um sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo, hospitais, quartéis de bombeiros centrais eléctricas, etc.</i>	<i>1.4</i>
<i>II</i>	<i>Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo, escola, grandes salas de reunião, instituições culturais, etc.</i>	<i>1.2</i>
<i>III</i>	<i>Edifícios correntes, que não pertencem às restantes categorias</i>	<i>1.0</i>
<i>IV</i>	<i>Edifícios de menor importância para a segurança pública, como por exemplo, edifícios agrícolas, etc.</i>	<i>0.8</i>

Como referido em 2.3.4, o cálculo da massas dos pisos deve ser definido como sendo o somatório dos valores das cargas permanentes e dos valores quase permanentes das sobrecargas que actuam nos pisos. No entanto, de acordo com o EC8 (1994), na respectiva combinação de acções, o valor quase permanente das sobrecargas deve ser corrigido através do coeficiente  $\varphi$  da seguinte forma:

$$\sum_{i=1}^{np} S_{G_{ik}} + \sum_{j=2}^{nv} \psi_{2_j} S_{Q_{jk}} \Rightarrow \sum_{i=1}^{np} S_{G_{ik}} + \sum_{j=2}^{nv} \psi_{E_j} S_{Q_{jk}} \quad \text{sendo } \psi_{E_i} = \varphi \cdot \psi_{2_i} \quad (2.52)$$

Os coeficientes  $\varphi$  são definidos no DNA-EC8 (2000), dependendo o seu valor da categoria da acção variável em causa e do tipo de ocupação da zona onde actua. As diversas categorias das acções variáveis são definidas de acordo com o tipo de edifícios ou de zonas de edifícios pelo EC1 (1994), apresentando-se no Quadro 2.5 os seus valores. Os valores do coeficiente  $\varphi$  são definidos no Quadro 2.6.

Quadro 2.5 – Categorias de edifícios ou de zonas de edifícios.

<i>Tipo de edifício ou de zona dum edifício</i>	<i>Categoria da acção variável</i>
<i>Habitação</i>	<i>A</i>
<i>Escritórios</i>	<i>B</i>
<i>Zonas de reunião de pessoas</i>	<i>C</i>
<i>Zonas comerciais</i>	<i>D</i>
<i>Armazéns</i>	<i>E</i>
<i>Zonas com veículos cujo peso é menor que 30KN</i>	<i>F</i>
<i>Zonas com veículos cujo peso é maior que 30 KN e menor que 160KN</i>	<i>G</i>
<i>Coberturas</i>	<i>H</i>

Quadro 2.6 – Valores do coeficiente  $\varphi$ .

<i>Categoria da acção variável</i>	<i>Ocupação dos pisos</i>		$\varphi$
<i>A a C</i>	<i>Pisos ocupados independentemente</i>	<i>Último piso</i>	<i>1.0</i>
		<i>Outros pisos</i>	<i>0.5</i>
<i>A a C</i>	<i>Alguns pisos com ocupações correlacionadas</i>	<i>Último piso</i>	<i>1.0</i>
		<i>Ocupações correlacionadas</i>	<i>0.8</i>
		<i>Outros pisos</i>	<i>0.5</i>
<i>D a F</i>			<i>1.0</i>

## 2.7 Considerações finais

Após a exposição dos fundamentos de alguns dos métodos de dimensionamentos sísmico de estruturas actualmente disponíveis, bem como de alguns dos aspectos regulamentares associados ao dimensionamento, procede-se, no capítulo seguinte, à apresentação dos resultados obtidos da sua aplicação a um conjunto de estruturas, de forma a permitir uma avaliação mais concreta das suas prestações.



## Capítulo 3

# Aplicação dos Modelos de Cálculo de Forças Sísmicas

### 3.1 Introdução

Apresenta-se no presente capítulo uma aplicação dos modelos de cálculo de forças sísmicas definidos no capítulo anterior. O estudo proposto tem como objectivo permitir a avaliação comparativa de várias metodologias de cálculo de forças sísmicas associadas a diferentes regulamentos.

O estudo proposto consiste na avaliação do comportamento de duas estruturas porticadas regulares de betão armado, com 4 e 8 pisos, dimensionadas de acordo com os modelos de cálculo de forças sísmicas definidos no capítulo anterior. O referido estudo está dividido em duas partes, constituindo o presente capítulo a primeira parte, onde são apresentados os aspectos relevantes acerca do dimensionamento das diversas estruturas consideradas. A segunda parte do estudo, constituída pela análise não linear dinâmica de pórticos representativos das diversas estruturas, é apresentada no capítulo 5.

Nesta primeira parte do estudo, dedicada ao dimensionamento dos casos a estudar, salienta-se o maior relevo dado à aplicação do dimensionamento baseado em deslocamentos, dado

que a aplicação dos métodos de cálculo de forças sísmicas associados, quer ao RSA (1983), quer ao EC8 (1994), seguem os padrões usuais do dimensionamento sísmico de estruturas.

## 3.2 Descrição das estruturas estudadas

### 3.2.1 Condicionantes gerais

Para ambas as estruturas foi considerada uma localização geográfica correspondente à zona sísmica A, quer do RSA (1983), quer do DNA-EC8 (2000), e um terreno de fundação do Tipo II ou B, consoante a nomenclatura seja do RSA (1983) ou do EC8 (1994), respectivamente. As estruturas são constituídas por betão da classe C20/25 e por aço do tipo S400. A disposição dos elementos estruturais em planta, definida na Fig. 3.1, é constante em altura e igual para ambas as tipologias de estruturas. Como se pode observar na Fig. 3.1, as estruturas analisadas apresentam vãos constantes de  $5.0m$  e de  $4.0m$ , para os pórticos segundo as direcções  $X$  e  $Y$ , respectivamente. A altura entre pisos é de  $3.0m$  e igualmente constante para as ambas as tipologias de estruturas. Atendendo à regularidade estrutural dos edifícios em estudo, o dimensionamento é efectuado com recurso a modelos planos.

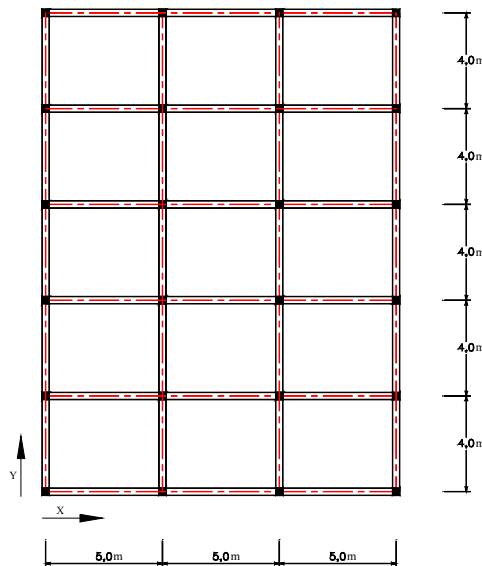


Fig. 3.1 – Planta estrutural das tipologias de edifícios considerados.

Todas as estruturas foram consideradas encastradas no terreno ao nível do r/c. É sabido que a deformabilidade do terreno de fundação pode influenciar significativamente a distribuição de esforços numa estrutura, Priestley (2000), mas atendendo ao volume de cálculos a realizar,

especialmente na segunda parte do estudo proposto, achou-se por bem, desprezar a sua influência neste estudo.

O coeficiente de importância  $\gamma_I$  associado à categoria das estruturas e que deve ser considerado nas combinações de acções definidas pelo EC1 (1994) é tomado com o valor igual a 1.

### 3.2.2 Definições das acções consideradas e das metodologias de cálculo de forças sísmicas consideradas

Fruto das diferentes regulamentações que servem de base a este estudo, existe alguma variedade na quantificação das acções consideradas no dimensionamento, em especial no que respeita à definição da combinação sísmica definida por cada um dos regulamentos, RSA (1983) e EC1 (1994).

Apresentam-se, em seguida, as diversas acções consideradas evidenciando as principais diferenças verificadas.

- Acções Permanentes ( $G$ )
  - Peso próprio do betão armado:  $25kN/m^3$ ,  $\gamma_g = 1.5$  ;
  - Revestimentos de piso e pesos de divisórias:  $2.5kN/m^2$ ,  $\gamma_g = 1.5$  ;
  - Paredes exteriores:  $2.47kN/m^2$  (para 65% da máxima área de parede),  $\gamma_g = 1.5$  .
  
- Sobrecargas de Utilização ( $Q$ )

Devido ao facto do EC1 (1994) ainda não apresentar valores para sobrecargas de utilização, de acordo com o definido no DNA-EC1 (1994), estas deverão ser consideradas de acordo com o RSA (1983):

- Carga uniformemente distribuída nos pisos, com excepção da cobertura:  $3kN/m^2$ ,  $\psi_2 = 0.3$ ,  $\varphi = 0.5$  e  $\gamma_q = 1.5$  ;
- Carga uniformemente distribuída na cobertura  $2kN/m^2$ ,  $\psi_2 = 0$ ,  $\varphi = 1$  e  $\gamma_q = 1.5$  .

- Acção Sísmica ( $E$ )

A acção sísmica é definida de acordo com os diversos métodos de cálculo de forças sísmicas apresentados no capítulo anterior, podendo esses métodos ser englobados em três grupos de metodologias:

- Métodos baseados em forças de acordo com a regulamentação actualmente em vigor, RSA (1983) e REBAP (1983), considerando os espectros de resposta definidos no Anexo III do RSA (1983) para um amortecimento  $\xi = 5\%$  do amortecimento crítico e, como anteriormente referido, para a zona sísmica A e um terreno do Tipo II.

No que respeita ao coeficiente de comportamento  $q$ , este foi definido de acordo com o exposto no capítulo anterior, considerando-se o valor de 2.5 correspondente à classe de ductilidade normal.

Associados a estes regulamentos consideraram-se o método Estático do RSA (1983), que define as estruturas associadas à nomenclatura “RSA Estático”, e o método de Rayleigh que, da mesma forma, define as estruturas “RSA Ray”. Ambos os métodos foram considerados nas estruturas de 4 e 8 pisos.

- Métodos baseados em forças de acordo com a futura regulamentação europeia definida pelo EC2 (1998) e EC8 (1994), considerando os espectros de resposta definidos no DNA-EC8 (2000) para um amortecimento  $\xi = 5\%$  do amortecimento crítico e, como anteriormente referido, para a zona sísmica A e um terreno do Tipo B.

Relativamente ao coeficiente de comportamento  $q$ , este foi definido de acordo com o exposto no capítulo anterior. Assim, o coeficiente de comportamento foi considerado com o valor de 5.0, quando estiver sob consideração a classe de alta ductilidade e com o valor de 2.5, quando estiver sob consideração a classe de baixa ductilidade.

Associada à classe de alta ductilidade foi considerado o método base do EC8 (1994), definido no capítulo anterior, que define as estruturas “EC8 DCH”. Associados à classe de baixa ductilidade foram considerados dois métodos: o método base do EC8 (1994), definindo-se as estruturas “EC8 DCL”, e o método de Rayleigh, definindo-se as estruturas “Ray DCL”. Os diversos métodos foram aplicados às estruturas de 4 e 8 pisos.

- Método baseado em deslocamentos definido com base na teoria apresentada no capítulo anterior.

Dado que este método não se encontra enquadrado em nenhuma regulamentação conhecida pelo autor, a sua consideração neste estudo terá em conta aspectos das diversas regulamentações anteriormente referidas e que serão evidenciados ao longo deste capítulo.

Como referido no capítulo anterior, as forças sísmicas são, neste caso, definidas com base numa deformada máxima admitida para a estrutura. O amortecimento a considerar é calculado no processo de definição das forças sísmicas e não há necessidade de considerar um coeficiente de comportamento. O espectro de resposta considerado é definido em termos de deslocamentos e é baseado no espectro de resposta apresentado no DNA-EC8 (2000) para a zona sísmica A e um terreno do Tipo B.

As deformadas admitidas na aplicação deste método definem os casos considerados, sendo, de acordo com a altura da estrutura, as seguidamente apresentadas:

Estrutura de 4 pisos:

- Na estrutura de 4 pisos foram admitidas deformadas laterais correspondentes a deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, constantes em altura e com os valores de 1%, 1.5% e 2%, segundo as direcções  $X$  e  $Y$ , definindo-se as estruturas “DBD 1%”, “DBD 1.5%” e “DBD 2%”, respectivamente. Relativamente às últimas duas deformadas, o dimensionamento executou-se com e sem consideração do dimensionamento pela capacidade resistente, definindo-se as estruturas adicionais “DBD CD 1.5%” e “DBD CD 2%” quando é considerado o dimensionamento pela capacidade resistente, o que perfaz um total de cinco estruturas de 4 pisos onde se considera o dimensionamento baseado em deslocamentos.

Estrutura de 8 pisos:

Na estrutura de 8 pisos admitiram-se duas deformadas laterais. Uma primeira correspondente a deslocamentos entre pisos normalizados pela altura de piso constantes em altura de 1%, definindo-se, desta forma, a estrutura “DBD 1%”, enquanto a segunda é definida pela Eq. (3.1), que resulta da modificação da expressão original proposta por Priestley, Priestley (1998), Eq. (3.2), de modo a aumentar a contribuição dos pisos intermédios para a deformada lateral mantendo o deslocamento de topo do caso DBD 1%, definindo-se a estrutura “DBD 1%Pr”.

$$\delta_i = \theta_d \cdot h_i \left[ 1 - \frac{0.25h_i \cdot (n - 4)}{16h_n} \right] \quad (3.1)$$

$$\delta_i = \theta_d \cdot h_i \left[ 1 - \frac{0.5h_i \cdot (n - 4)}{16h_n} \right] \quad (3.2)$$

Nas Eq. (3.1) e (3.2)  $\delta_i$  representa o deslocamento lateral do piso  $i$ ,  $h_i$ , a altura do piso  $i$ ,  $h_n$ , a altura total da estrutura,  $n$ , o número de pisos, e  $\theta_d$ , o deslocamento entre pisos de projecto, normalizado pela altura entre os pisos, definido por:

$$\theta_d = \mu_{\delta,adm} \cdot \theta_y \quad (3.3)$$

onde  $\theta_y$  é deslocamento entre pisos, normalizado pela altura entre os pisos, de cedência, Eq. (2.43), e  $\mu_{\delta,adm}$  é a ductilidade admissível em deslocamentos.

De forma a facilitar a visualização das diferenças entre as diversas deformadas laterais referidas, apresentam-se na Fig. 3.2 as deformadas laterais das estruturas de 8 pisos DBD 1% e DBD 1%Pr, Eq. (3.1), coincidentes para as direcções  $X$  e  $Y$ , juntamente com a deformada que resulta da expressão original de Priestley, Eq. (3.2). Para as deformadas segundo a direcção  $X$  calculadas pelas Eq. (3.1) e (3.2) considerou-se, no cálculo de  $\theta_y$  que  $\varepsilon_y = 0.002$ ,  $l_b = 5.0m$  e  $h_b = 0.6m$ , resultando  $\theta_y = 0.833\%$ . Na definição de  $\theta_d$  considerou-se que  $\mu_{\delta,adm} = 1.6$ , o que conduz ao valor  $\theta_d = 1.33\%$ . Para as deformadas segundo a direcção  $Y$  calculadas pelas Eq. (3.1) e (3.2) considerou-se, no cálculo de  $\theta_y$ , que  $\varepsilon_y = 0.002$ ,  $l_b = 4.0m$  e  $h_b = 0.6m$ , resultando  $\theta_y = 0.667\%$ . Na definição de  $\theta_d$  considerou-se que  $\mu_{\delta,adm} = 2.0$ , o que conduz ao mesmo valor de  $\theta_d$  obtido para a direcção  $X$ .

Relativamente às estruturas DBD 1% e DBD 1%Pr, ambas as estruturas foram dimensionadas com e sem consideração do dimensionamento pela capacidade resistente, definindo-se as estruturas adicionais “DBD CD 1%” e “DBD CD 1%Pr” quando é considerado o dimensionamento pela capacidade resistente, o que perfaz um total de quatro estruturas de 8 pisos onde se considera o dimensionamento baseado em deslocamentos.

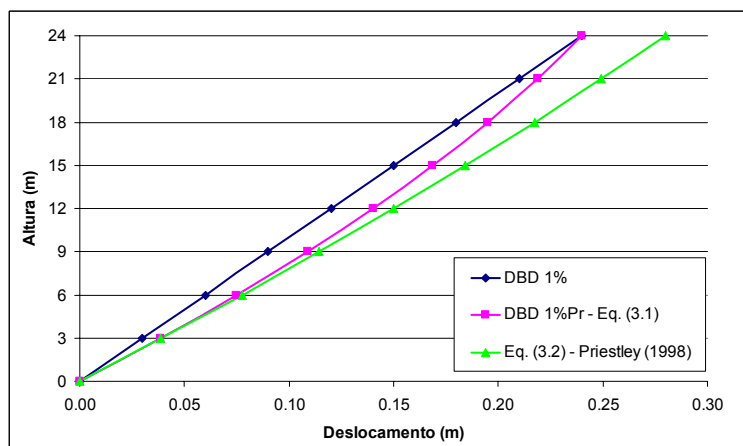


Fig. 3.2 – Deformadas das estruturas de 8 pisos e sua comparação com a proposta de Priestley (1998).

### 3.2.3 Distribuição das dimensões dos elementos estruturais

A distribuição das dimensões dos elementos estruturais é variável de estrutura para estrutura, com a exceção da espessura da laje que se mantém constante e com o valor de  $0.15m$ .

Para cada estrutura, as secções transversais dos elementos estruturais são consideradas constantes nos diversos alinhamentos resistentes numa determinada direcção.

#### 3.2.3.1 Estruturas de 4 pisos

As secções transversais dos elementos resistentes das estruturas de 4 pisos são as definidas nas Fig. 3.3 e 3.4 quaisquer que sejam os regulamentos ou os métodos de cálculo de forças sísmicas considerados.

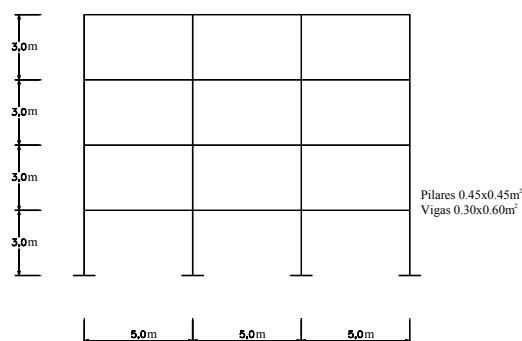


Fig. 3.3 – Secções transversais dos alinhamentos resistentes da direcção X das estruturas de 4 pisos.

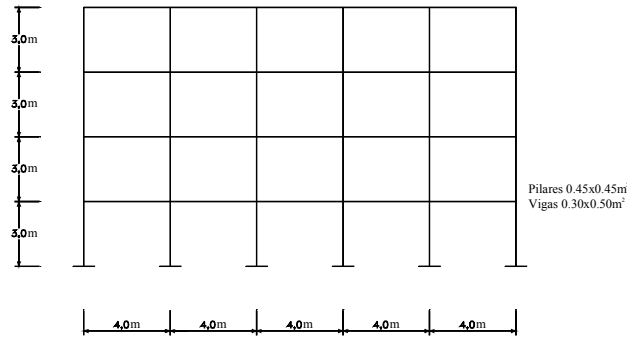


Fig. 3.4 – Secções transversais dos alinhamentos resistentes da direcção Y das estruturas de 4 pisos.

### 3.2.3.2 Estruturas de 8 pisos

Nas estruturas de 8 pisos existe maior variação das secções transversais em função da regulamentação considerada. Assim, para as estruturas dimensionadas de acordo com o REBAP (1983) e com o RSA (1983), as secções transversais dos elementos resistentes são as definidas nas Fig. 3.5 e 3.6.

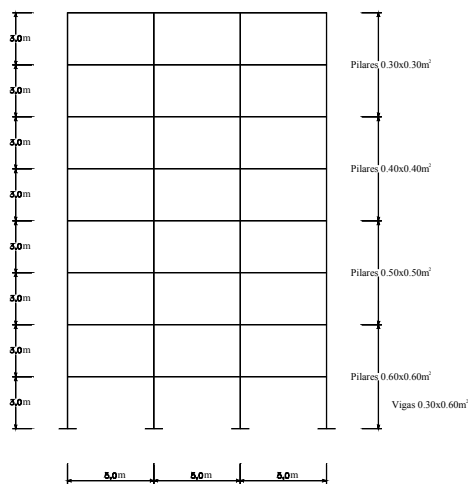


Fig. 3.5 – Secções transversais dos alinhamentos resistentes da direcção X das estruturas dimensionadas pelo REBAP (1983) e pelo RSA (1983).

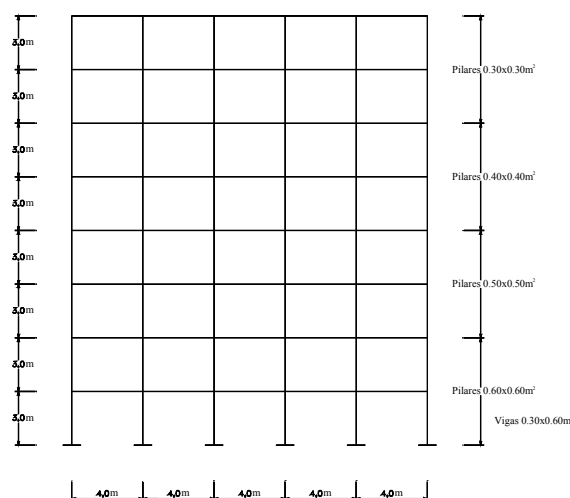


Fig. 3.6 – Secções transversais dos alinhamentos resistentes da direcção *Y* das estruturas dimensionadas pelo REBAP (1983) e pelo RSA (1983).

Nas estruturas dimensionadas de acordo com o EC2 (1998) e com EC8 (1994), as secções transversais dos elementos resistentes são as definidas nas Fig. 3.7 e 3.8.

Verifica-se que existem algumas diferenças relativamente às secções das estruturas dimensionadas com base no RSA (1983) e no REBAP (1983). Tal se deve a disposições regulamentares que condicionam essas dimensões, nomeadamente, as respeitantes à dispensa da consideração dos efeitos de 2ª ordem.

De acordo com o EC8 (1994), relativamente às combinações sísmicas e para estruturas de esbelteza média, é permitida a dispensa da consideração dos efeitos de 2ª ordem caso se verifique a Eq. (3.4) em todos os pisos. Na Eq. (3.4)  $\theta$  representa o coeficiente de sensibilidade,  $d_r$ , o deslocamento relativo entre pisos,  $P_{tot}$ , a carga gravítica total ao nível do piso corrente,  $V_{tot}$ , a força de corte global ao nível do piso corrente, e  $L$ , a altura do piso corrente.

É importante salientar que a diferença de secções, em especial ao nível dos pilares, das estruturas de 8 pisos irá influenciar, negativamente, a resposta das estruturas baseadas no REBAP (1983) e no RSA (1983), em relação à resposta das estruturas baseadas no EC2 (1998) e no EC8 (1994). A sua consideração neste estudo pretende alertar para a margem de manobra permitida por cada regulamento e as suas implicações na resposta da estrutura quando solicitada a acções sísmicas. No entanto, caso as referidas secções fossem iguais às das estruturas baseadas no EC2 (1998) e no EC8 (1994), a resposta expectável das baseadas no REBAP (1983) e no RSA (1983) seria similar à das estruturas de classe de baixa ductilidade baseadas no EC2 (1998) e no EC8 (1994).

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot L} \leq 0.1 \quad (3.4)$$

Relativamente às estruturas onde se considera o dimensionamento baseado em deslocamentos, refere-se que as secções transversais consideradas são as mesmas das estruturas baseadas no EC2 (1998) e no EC8 (1994), Fig. 3.7 e 3.8. Estas secções foram consideradas de tal forma de modo a permitir uma comparação directa de resultados entre os diversos métodos de cálculo de forças sísmicas baseados no EC8 (1994) considerados, método base e o método de Rayleigh, e os diversos casos de dimensionamento baseado em deslocamentos em estudo.

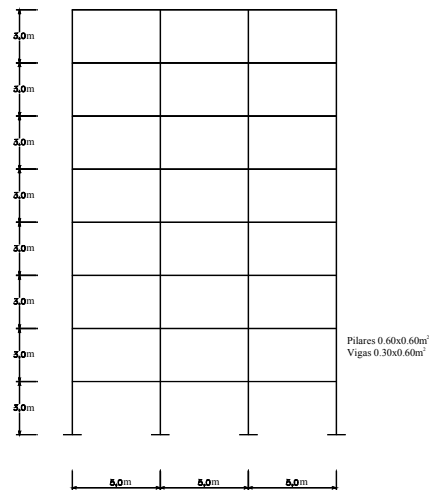


Fig. 3.7 – Secções transversais dos alinhamentos resistentes da direcção *X* das estruturas dimensionadas pelo EC2 (1998) e pelo EC8 (1994).

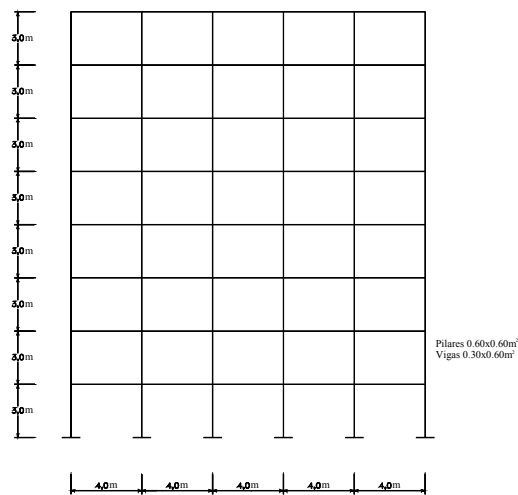


Fig. 3.8 – Secções transversais dos alinhamentos resistentes da direcção *Y* das estruturas dimensionadas pelo EC2 (1998) e pelo EC8 (1994).

### 3.3 Resultados parciais dos métodos baseados em forças

Nos métodos baseados em forças, o processo de dimensionamento inicia-se com a avaliação da frequência fundamental de vibração da estrutura, geralmente recorrendo à expressão de Rayleigh, Eq. (2.15), considerando um perfil de deslocamentos obtido através da sollicitação da estrutura por forças horizontais cuja grandeza é igual ao peso de cada piso. Em seguida, excetuando no caso das forças sísmicas calculadas pelo método Estático do RSA (1983), é consultado um espectro de resposta em acelerações de modo a determinar a aceleração máxima a que a estrutura poderá ser sujeita. Consequentemente, as forças sísmicas associadas a um determinado nível de amortecimento e a um coeficiente de comportamento, que deverá corrigir essas forças para atender à resposta não linear da estrutura, podem ser calculadas.

Atendendo a que este esquema de cálculo é relativamente bem conhecido, apenas se apresentam para as estruturas em que foram considerados métodos baseados em forças os valores da massa dos pisos e das frequências fundamentais de vibração para cada direcção.

#### 3.3.1 Estruturas de 4 pisos

São apresentados no Quadro 3.1 os valores dos pesos dos pisos das estruturas de 4 pisos calculadas de acordo com o RSA (1983) e o EC8 (1994). No Quadro 3.2 são apresentados os valores das frequências fundamentais das estruturas de 4 pisos a serem dimensionadas de acordo com o RSA (1983) e com o EC8 (1994) segundo as direcções  $X$  e  $Y$ ,  $f_x$  e  $f_y$ , respectivamente, calculadas pela fórmula de Rayleigh apresentada no capítulo anterior. Nesse quadro são também apresentadas as frequências fundamentais que seriam obtidas caso fosse considerada a expressão simplificada do RSA (1983), igualmente apresentada no capítulo anterior.

Quadro 3.1 – Valores dos pesos dos pisos das estruturas de 4 pisos.

<i>Piso</i>	<i>Baseado no RSA (1983)</i>	<i>Baseado no EC8 (1994)</i>
1	3506.01kN	3281.01kN
2	3506.01kN	3281.01kN
3	3506.01kN	3281.01kN
4	2570.00kN	2570.00kN

Quadro 3.2 – Valores das frequências fundamentais das estruturas de 4 pisos.

	$f_x$ (Hz)	$f_y$ (Hz)
<i>Fórmula simplificada do RSA (1983)</i>	3.0	3.0
<i>Fórmula de Rayleigh - Estruturas baseadas no RSA (1983)</i>	2.23	2.11
<i>Fórmula de Rayleigh - Estruturas baseadas no EC8 (1994)</i>	2.27	2.16

### 3.3.2 Estruturas de 8 pisos

São apresentados no Quadro 3.3 os valores dos pesos dos pisos das estruturas de 8 pisos calculadas de acordo com o RSA (1983) e o EC8 (1994). No Quadro 3.4 são apresentados os valores das frequências fundamentais das estruturas de 8 pisos a serem dimensionadas de acordo com o RSA (1983) e com o EC8 (1994) segundo as direcções  $X$  e  $Y$ ,  $f_x$  e  $f_y$ , respectivamente, calculadas pela fórmula de Rayleigh apresentada no capítulo anterior. Nesse quadro são também apresentadas as frequências fundamentais que seriam obtidas caso fosse considerada a expressão simplificada do RSA (1983).

Quadro 3.3 – Valores dos pesos dos pisos das estruturas de 8 pisos.

<b>Piso</b>	<b>Baseado no RSA (1983)</b>	<b>Baseado no EC8 (1994)</b>
1	3770.16kN	3551.15kN
2	3671.16kN	3551.15kN
3	3585.06kN	3551.15kN
4	3504.06kN	3551.15kN
5	3435.95kN	3551.15kN
6	3372.95kN	3551.15kN
7	3116.8kN	3551.15kN
8	2469.75kN	2707.95kN

Quadro 3.4 – Valores das frequências fundamentais das estruturas de 8 pisos.

	$f_x$ (Hz)	$f_y$ (Hz)
<i>Fórmula simplificada do RSA (1983)</i>	1.50	1.50
<i>Fórmula de Rayleigh - Estruturas baseadas no RSA (1983)</i>	1.18	1.12
<i>Fórmula de Rayleigh - Estruturas baseadas no EC8 (1994)</i>	1.49	1.33

### 3.4 Resultados intermédios do método baseado em deslocamentos

#### 3.4.1 Condicionantes regulamentares

Na aplicação do dimensionamento baseado em deslocamentos às estruturas em estudo, observou-se que o sucesso dessa aplicação dependia, consideravelmente, do espectro de resposta em deslocamentos considerado.

Efectivamente, atendendo à Eq. (3.5) onde é definido o espectro de resposta elástico em acelerações do DNA-EC8 (2000),  $S_{a_e}$ , a sua dupla integração, equivalente a considerar uma relação entre o espectro de resposta elástico em deslocamentos  $S_{d_e}$  e entre  $S_{a_e}$  de  $T^2/4\pi^2$ , onde  $T$  é o período de vibração da estrutura, resulta na definição de  $S_{d_e}$  pela Eq. (3.6).

Nas Eq. (3.5) e (3.6),  $a_g$  representa a aceleração máxima do terreno para o período de retorno a considerar consoante a acção sísmica e a zona sísmica,  $S$ , um parâmetro relativo ao tipo de terreno,  $\beta_0$ , o coeficiente de amplificação da aceleração espectral para 5% de amortecimento,  $\eta$ , o coeficiente de correcção do efeito do amortecimento, de valor unitário quando o amortecimento é de 5%,  $T_B$  e  $T_C$  são os períodos de vibração limites do ramo da aceleração espectral constante,  $T_D$  é o valor do período de vibração a partir do qual se inicia o ramo de deslocamento constante do espectro, e  $k_1$  e  $k_2$  são os expoentes que influenciam a forma do espectro para períodos de vibração superiores a  $T_C$  e  $T_D$ , respectivamente.

De acordo com o DNA-EC8 (2000), os valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos para as acções sísmicas Tipo I e II são os apresentados nos Quadros 3.5 e 3.6, respectivamente.

$$\left. \begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B &\Rightarrow S_{a_e}(T) = a_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (\eta \beta_0 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C &\Rightarrow S_{a_e}(T) = a_g S \eta \beta_0 \\
 T_C \leq T \leq T_D &\Rightarrow S_{a_e}(T) = a_g S \eta \beta_0 \left[ \frac{T_C}{T} \right]^{k_1} \\
 T_D \leq T &\Rightarrow S_{a_e}(T) = a_g S \eta \beta_0 \left[ \frac{T_C}{T_D} \right]^{k_1} \left[ \frac{T_D}{T} \right]^{k_2}
 \end{aligned} \right\} \quad (3.5)$$

$$\left. \begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B &\Rightarrow S_{d_e}(T) = a_g S \cdot \frac{T^2}{4\pi} \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (\eta \beta_0 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C &\Rightarrow S_{d_e}(T) = a_g S \eta \beta_0 \cdot \frac{T^2}{4\pi} \\
 T_C \leq T \leq T_D &\Rightarrow S_{d_e}(T) = a_g S \eta \beta_0 \cdot \frac{T^2}{4\pi} \left[ \frac{T_C}{T} \right]^{k_1} \\
 T_D \leq T &\Rightarrow S_{d_e}(T) = a_g S \eta \beta_0 \cdot \frac{T^2}{4\pi} \left[ \frac{T_C}{T_D} \right]^{k_1} \left[ \frac{T_D}{T} \right]^{k_2}
 \end{aligned} \right\} \quad (3.6)$$

Quadro 3.5 – Parâmetros do espectro de resposta elástico do DNA-EC8 (2000): acção sísmica Tipo I.

Classe de terreno	S	$\beta_0$	$k_1$	$k_2$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1.0	2.6	1.0	2.0	0.08	0.30	2.4
B	1.0	2.5	1.0	2.0	0.12	0.35	2.4
C	1.0	2.4	1.0	2.0	0.16	0.40	2.4

Quadro 3.6 – Parâmetros do espectro de resposta elástico do DNA-EC8 (2000): acção sísmica Tipo II.

Classe de terreno	S	$\beta_0$	$k_1$	$k_2$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1.0	2.4	1.0	2.0	0.20	0.70	3.0
B	1.1	2.3	1.0	2.0	0.25	0.90	3.0
C	1.2	2.2	1.0	2.0	0.30	1.10	3.0

Atendendo aos valores de  $k_2$  definidos para ambos os tipos de acção sísmica, confirma-se que, para períodos de vibração superiores a  $T_D$ , o valor do deslocamento espectral é constante, pois a correspondente expressão na Eq. (3.6) é independente do período de vibração  $T$ .

Tendo em conta que no dimensionamento baseado em deslocamentos o deslocamento equivalente  $\delta_e$ , compatível com a deformada lateral da estrutura, serve para determinar o período de vibração equivalente  $T_e$ , através da consulta do espectro de resposta elástico em deslocamentos para um determinado amortecimento equivalente  $\xi_e$ , e que o valor de  $T_e$  está limitado superiormente pelo maior valor possível de  $T_D$  dos dois tipos de acção sísmica a considerar, verifica-se que  $T_e$  nunca poderá ser superior a  $3s$ , condicionado pela acção sísmica Tipo II.

Assim, para as estruturas estudadas, as deformadas laterais consideradas representam as maiores deformadas possíveis de considerar, atendendo ao limite superior de  $T_e$  e aos valores do

amortecimento equivalente calculados, sendo  $T_e$  invariavelmente condicionado pela acção sísmica Tipo II.

São apresentados nos Quadros 3.7 e 3.8 os valores de algumas grandezas intervenientes no processo de cálculo das forças sísmicas pelo método baseado em deslocamentos das estruturas de 4 e de 8 pisos, respectivamente, referidas no corrente capítulo e no anterior.

Atendendo às referidas restrições, refere-se que o valor de  $T_e$  assinalado no Quadro 3.7 com o sinal \* foi considerado com o valor de  $3s$  dado que para o respectivo valor de  $\xi_e$  o deslocamento  $\delta_e$  não é exactamente atingido.

Quadro 3.7 – Grandezas intervenientes no cálculo das forças sísmicas pelo dimensionamento baseado em deslocamentos para as estruturas de 4 pisos.

	<i>Direcção X</i>					<i>Direcção Y</i>				
	$\mu_\delta$	$\mu$	$\xi_e(\%)$	$\delta_e(m)$	$T_e(s)$	$\mu_\delta$	$\mu$	$\xi_e(\%)$	$\delta_e(m)$	$T_e(s)$
<i>4 Pisos</i>										
<i>DBD 1%</i>	1.2	1.9	12	0.087	1.23	12.5	2.3	15	0.087	1.33
<i>DBD 1.5%</i>	1.8	4.5	21	0.131	2.29	1.87	5.6	23	0.131	2.37
<i>DBD 2%</i>	2.4	7.2	24	0.161	2.97	2.50	9.0	25	0.161	3.0*

Quadro 3.8 – Grandezas intervenientes no cálculo das forças sísmicas pelo dimensionamento baseado em deslocamentos para as estruturas de 8 pisos.

	<i>Direcção X</i>					<i>Direcção Y</i>				
	$\mu_\delta$	$\mu$	$\xi_e(\%)$	$\delta_e(m)$	$T_e(s)$	$\mu_\delta$	$\mu$	$\xi_e(\%)$	$\delta_e(m)$	$T_e(s)$
<i>8 Pisos</i>										
<i>DBD 1%</i>	1.2	2.0	13	0.166	2.41	1.5	3.5	19	0.166	2.78
<i>DBD 1%Pr</i>	1.29	2.6	16	0.174	2.73	1.62	4.3	21	0.174	3.0

### 3.4.2 Comentários aos resultados intermédios

Observando os resultados apresentados no Quadro 3.7, verifica-se um considerável aumento do período  $T_e$  entre os casos DBD 1% e DBD 1.5% e que conduzirá a uma variação inversa no valor das respectivas forças sísmicas. Esse aumento deriva, por um lado, da relação entre o amortecimento e a ductilidade em curvatura do modelo de comportamento escolhido, definida na Eq. (2.47) e representada na Fig. 3.9 para os valores de  $p$ ,  $a$  e  $\beta$  referidos no capítulo anterior e, por outro, do aumento do deslocamento  $\delta_e$  a atingir. Por razões semelhantes, mas agora atendendo às variações de menor valor de  $T_e$ , de  $\delta_e$  e de  $\xi_e$  entre os casos DBD 1.5% e DBD 2%, pode esperar-se que a grandeza das forças sofra uma redução menos significativa dum caso para o outro.

O rápido aumento do amortecimento para valores moderados da ductilidade associado ao facto dos espectros de deslocamentos do DNA-EC8 (2000) apenas fornecerem deslocamentos crescentes até um período de  $3s$ , conduz à dificuldade de aplicação deste método a estruturas com deformadas acentuadas e elevado número de pisos.

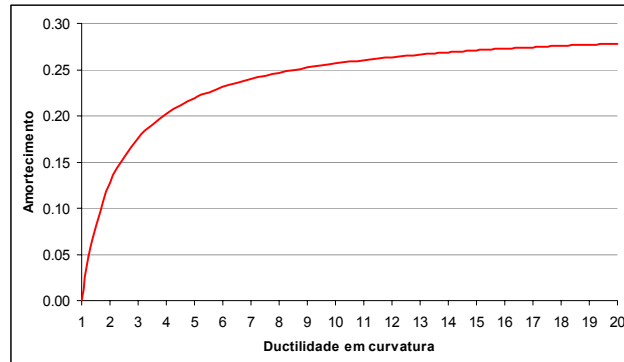


Fig. 3.9 – Relação entre o amortecimento e a ductilidade em curvatura das secções estruturais pelo modelo de Costa e Costa, CEB (1994).

A elevada variabilidade do amortecimento consoante o modelo de comportamento considerado para as secções, CEB (1994), é outro factor importante na aplicação do dimensionamento baseado em deslocamentos, implicando algum cuidado na sua escolha de modo a que os valores de  $\xi_e$  não sejam demasiado elevados.

É interessante verificar que, para um amortecimento de 5%, o espectro de deslocamentos compatível com a acção sísmica Tipo II apenas permite um deslocamento máximo de cerca de  $28cm$ , o que, para uma estrutura de 8 pisos como as em estudo, corresponde a um deslocamento entre pisos médio, normalizado pela altura dos pisos, de cerca de  $1.2\%$ . Se a tal se associar o facto de que, em função do modelo de comportamento escolhido, se pode obter um amortecimento equivalente superior a 5%, é pertinente observar que a aplicação do dimensionamento baseado em deslocamentos se vê limitada pelos espectros de deslocamentos regulamentares.

Outro aspecto a salientar neste método é o facto de, tal como nos métodos de cálculo de forças sísmicas baseados em forças, não permitir controlar a localização das deformações plásticas que se irão desenvolver. A utilização dum modelo de um grau de liberdade para simulação do comportamento da estrutura real, a estrutura substituta, conduz a que os valores de ductilidade em curvatura obtidos sejam valores médios equivalentes que implicam o desenvolvimento de comportamento plástico quer em vigas quer em pilares. Desta forma, o controlo da localização de zonas inelásticas fica dependente da consideração do dimensionamento pela capacidade resistente.

Finalmente, refere-se que vários autores, Priestley (1998) e Shimazaki (2000), sugerem que o espectro de resposta em deslocamentos a considerar no dimensionamento baseado em deslocamentos pode ser definido apenas pela expressão duma recta entre a origem e o valor do deslocamento máximo, desprezando, dessa forma, a não linearidade inicial do espectro regulamentar. Esta operação de linearização do espectro tem pouca influência na aplicação do dimensionamento baseado em deslocamentos dado que nesta metodologia se procura, essencialmente, dimensionar as estruturas para níveis de deslocamento consideráveis, correspondendo, muitas vezes, a deslocamentos em regime pós-cedência, que conduzirão a períodos de vibração equivalentes compreendidos entre  $T_C$  e  $T_D$ . No entanto, esta operação permite uma mais rápida definição do espectro em deslocamentos, pois não necessita recorrer a todo o conjunto de expressões da Eq. (3.6). Apresenta-se na Fig. 3.10 a comparação entre um espectro de resposta em deslocamentos definido com base na Eq. (3.6) e a sua linearização até ao período de vibração  $T_C$ .

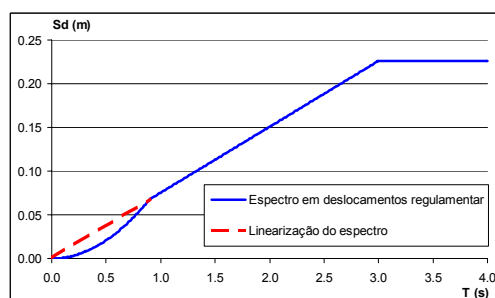


Fig. 3.10 – Linearização do espectro em deslocamentos regulamentar até ao período de vibração  $T_C$ .

### 3.5 Resultados das forças sísmicas

Atendendo à configuração simétrica da planta estrutural dos vários pisos, Fig. 3.1, os diversos pórticos de cada direcção são numerados de acordo com a Fig. 3.11.

Apresentam-se nas Fig. 3.12 a 3.15 as forças sísmicas, por piso e segundo as duas direcções da análise, consideradas nos diversos pórticos de cada estrutura. As forças apresentadas consideram o efeito da torção global pela expressão simplificada definida pelo EC8 (1994) ou pelo RSA (1983), consoante aplicável. Exceptuando as forças associadas ao dimensionamento baseado em deslocamentos, onde também se considera o efeito da torção global pela expressão simplificada definida pelo EC8 (1994), as forças sísmicas apresentadas encontram-se corrigidas pelo respectivo coeficiente de comportamento.

As forças sísmicas aplicadas nas estruturas baseadas no RSA (1983) estão amplificadas pelo respectivo coeficiente de segurança  $\gamma_q$  relativo à combinação de acções onde a acção sísmica

mica é a acção de base e cujo valor é 1.5. Ainda relativamente às estruturas baseadas no RSA (1983), são também apresentadas as forças sísmicas que seriam obtidas pelo método Estático caso se considerasse a frequência fundamental calculada pela expressão simplificada proposta pelo RSA (1983) – forças denominadas por “RSA Estático (freq. RSA)”. No entanto estas forças não foram consideradas em nenhum caso adicional de dimensionamento.

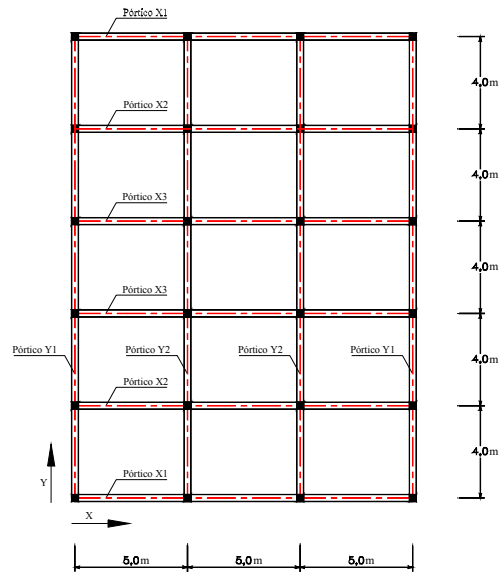


Fig. 3.11 – Numeração dos pórticos de cada direcção.

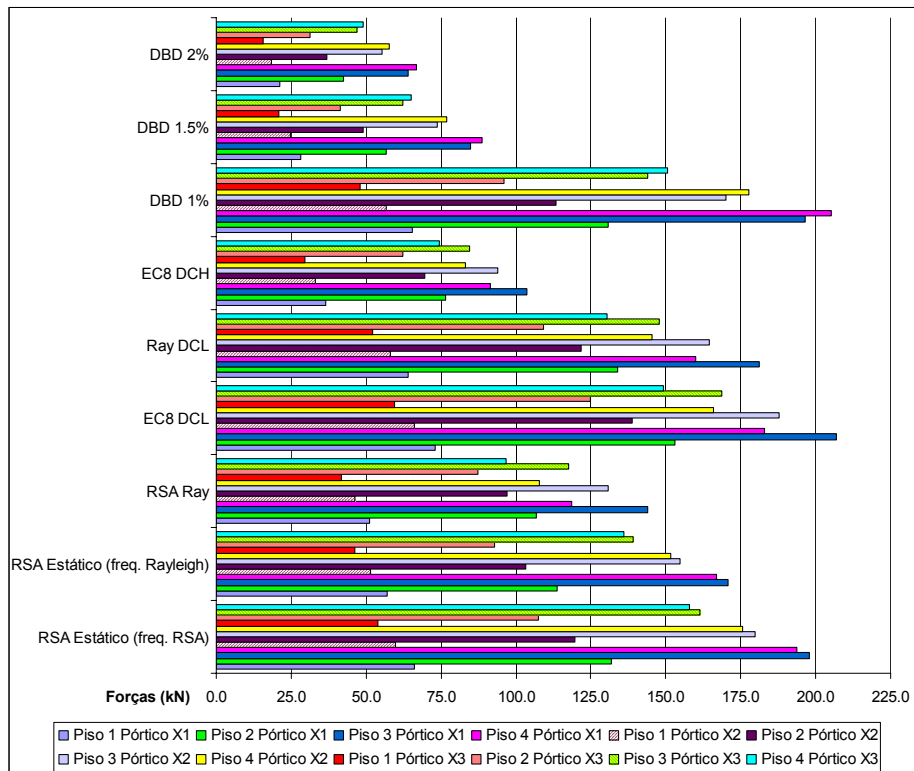


Fig. 3.12 – Forças sísmicas das estruturas de 4 pisos para os pórticos da direcção X.

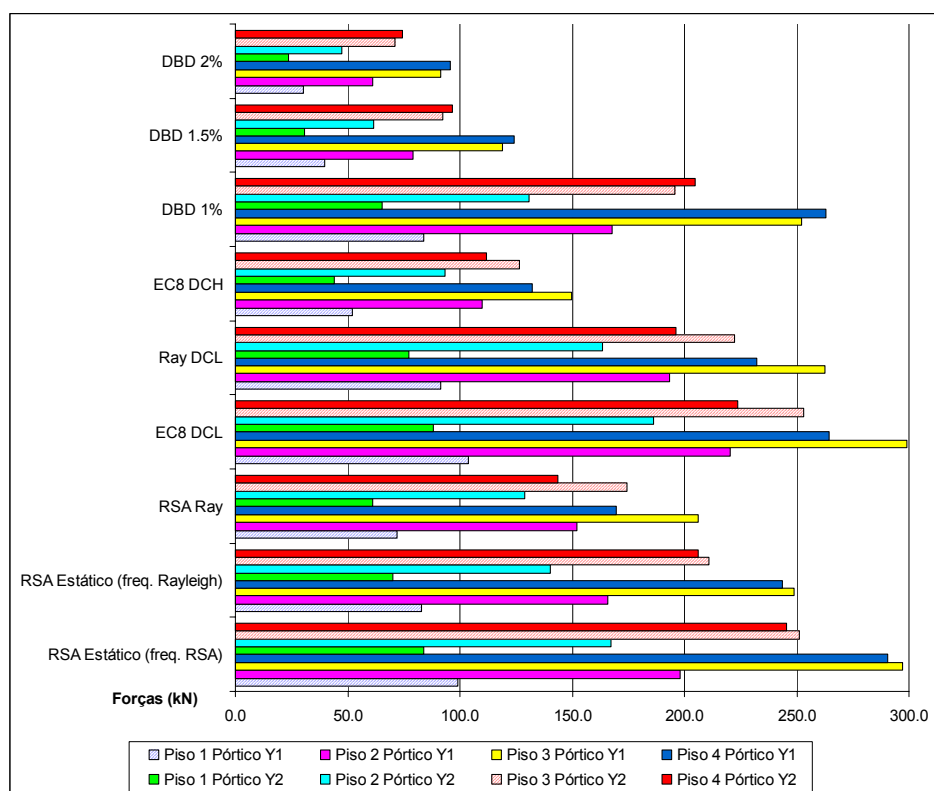


Fig. 3.13 – Forças sísmicas das estruturas de 4 pisos para os pórticos da direcção Y.

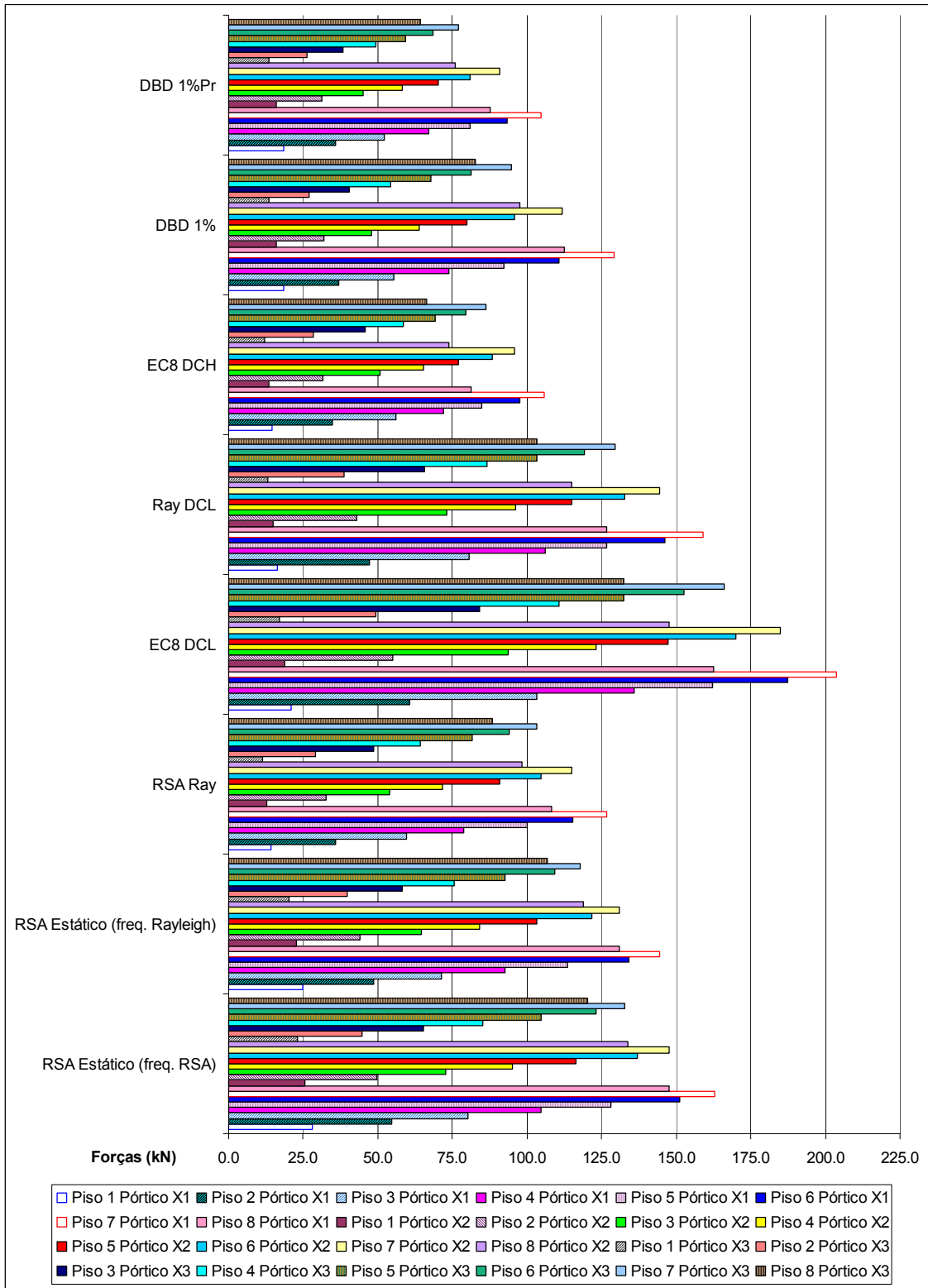


Fig. 3.14 – Forças sísmicas das estruturas de 8 pisos para os pórticos da direcção X.

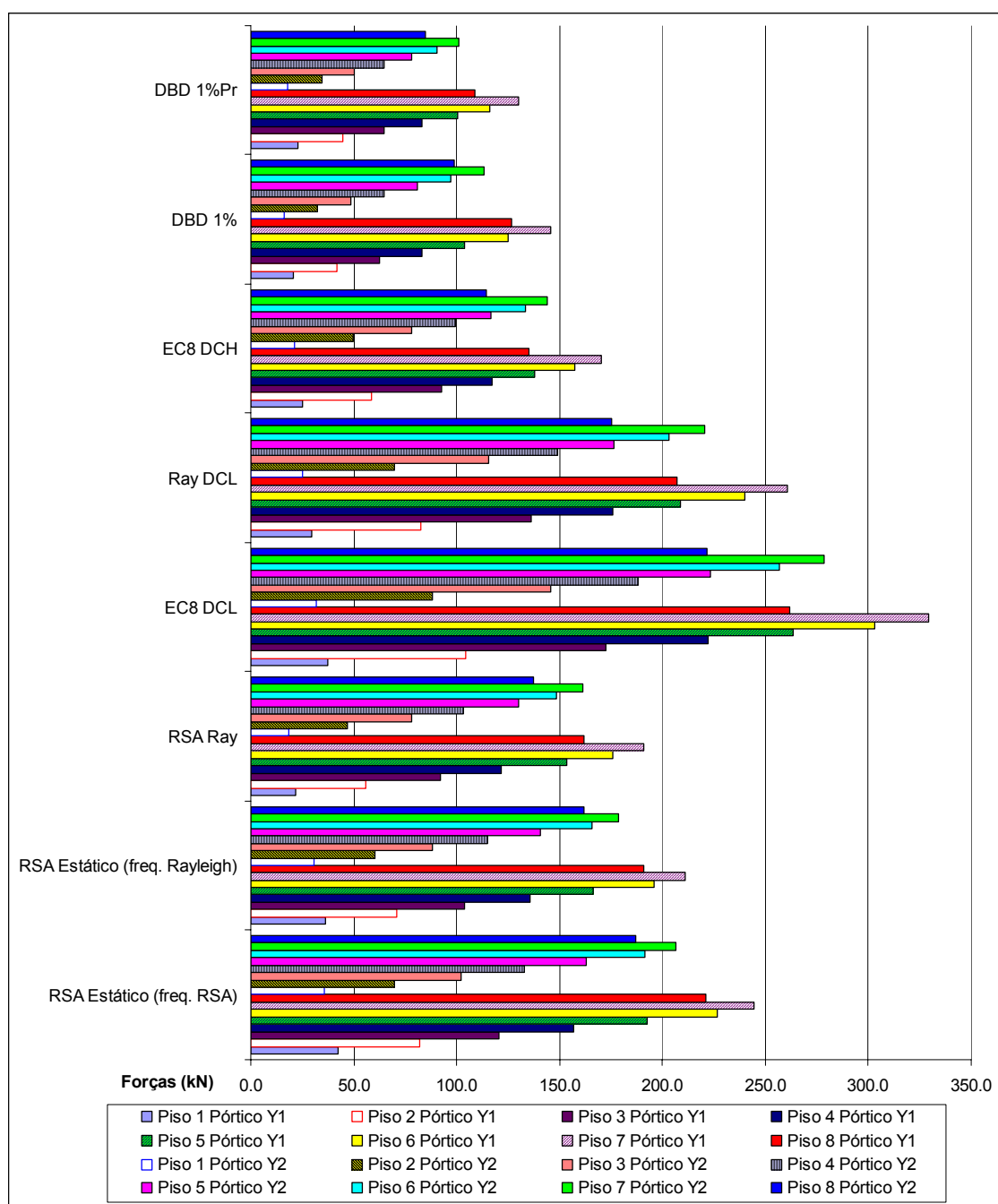


Fig. 3.15 – Forças sísmicas das estruturas de 8 pisos para os pórticos da direcção Y.

Relativamente aos valores das forças sísmicas das estruturas de 4 pisos, é de salientar a esperada diminuição dos valores dessas forças da estrutura DBD 1% para a estrutura DBD 1.5%, em ambas as direcções, atendendo ao referido em 3.4.2.

Para os pórticos da direcção X, Fig. 3.12, é possível, igualmente, verificar que os valores das forças sísmicas da estrutura DBD 1% se situam entre os das estruturas Ray DCL e EC8 DCL. Por outro lado, na direcção Y, Fig. 3.13, as forças sísmicas da estrutura DBD 1% estão mais próximas das da estrutura RSA Estático (freq. Rayleigh).

Na estrutura DBD 1.5%, verifica-se que as forças sísmicas têm valores um pouco menores do que os da estrutura EC8 DCH, em ambas as direcções.

Em termos da diferença entre os valores das forças sísmicas das estruturas DBD 1.5% e DBD 2%, salienta-se que a pequena variação dos valores dessas forças numa estrutura para a outra se deve, essencialmente, ao facto da variação do amortecimento equivalente  $\xi_e$  ser igualmente reduzida, Quadro 3.7, o que conduz a um menor aumento do período equivalente  $T_e$  do que o verificado das estruturas DBD 1% para as estruturas DBD 1.5%.

Nas estruturas de 8 pisos as forças das estruturas EC8 DCH e DBD 1%Pr têm valores próximos, segundo a direcção  $X$ , enquanto que os valores das forças da estrutura DBD 1% são um pouco superiores ao da estrutura EC8 DCH. Segundo a direcção  $Y$ , as estruturas onde se considera o dimensionamento baseado em deslocamentos apresentam valores inferiores aos das restantes estruturas.

Enquanto que nas estruturas de 4 pisos as estruturas EC8 DCL, DBD 1% e RSA Estático (freq. RSA) têm forças sísmicas da mesma ordem de grandeza, nas estruturas de 8 pisos a estrutura EC8 DCL é claramente a mais solicitada.

A apresentação complementar dos valores das forças sísmicas da estrutura RSA Estático (freq. RSA) permite verificar que a fórmula aproximada proposta pelo RSA (1983) para o cálculo da frequência fundamental conduz a valores das forças sísmicas, calculadas pelo método Estático do RSA (1983), em que a variação, por excesso, relativamente aos valores obtidos considerando a frequência fundamental calculada pela expressão de Rayleigh, vai diminuindo à medida que aumenta a altura da estrutura em consideração.

Os valores das forças obtidas pelo dimensionamento baseado em deslocamentos indiciam que à medida que aumenta a altura das estruturas, mesmo a consideração de deformadas associadas a baixos valores de deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura do piso, inferiores a 1%, poderão implicar que a armadura de muitas das secções seja condicionada pelas condições de armadura mínima, fruto dos maiores valores do deslocamento equivalente  $\delta_e$  a atingir e dos, consequentes, mais elevados valores do período equivalente  $T_e$  que daí resultam.

### 3.6 Pormenorizações de armaduras resultantes

Apresentam-se, nesta secção, os resultados do dimensionamento das estruturas em estudo em termos de pormenorização de armaduras das secções.

Atendendo a que no estudo da resposta não linear das estruturas em análise, a apresentar no capítulo 5, apenas se irá considerar, para cada estrutura, um pórtico representativo de cada direcção, as pormenorizações de armadura apresentadas somente dirão respeito a esses pórticos específicos. Os pórticos considerados encontram-se definidos na Fig. 3.16.

Tendo em consideração o facto do referido estudo da resposta não linear das estruturas incidir especificamente na avaliação da resposta de estruturas solicitadas a acções sísmicas e que, para esses casos, a pormenorização de armaduras relevante diz respeito à das secções das extremidades dos elementos estruturais, serão somente apresentadas as pormenorizações relativas a essas secções.

Relativamente às secções dos pilares, considera-se que, num determinado piso, a armadura da secção extrema inferior é idêntica à da secção extrema superior.

Atendendo à simetria dos pórticos considerados, apresentam-se na Fig. 3.17 as secções dos pilares consideradas na apresentação dos resultados da pormenorização de armaduras. Tendo, igualmente, em conta a referida simetria, são definidas na Fig. 3.18 as secções das vigas consideradas na apresentação dos resultados da pormenorização de armaduras.

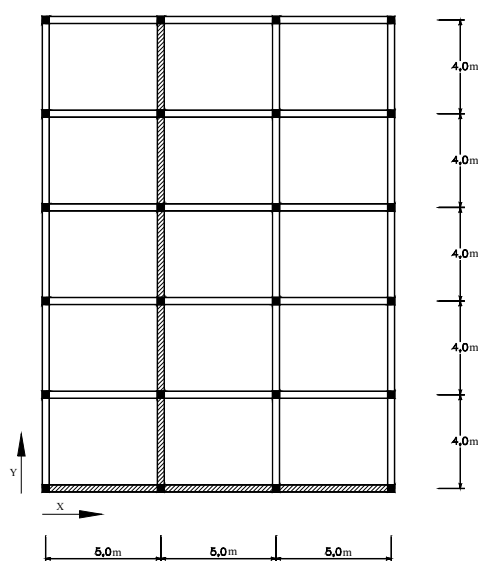


Fig. 3.16 – Pórticos considerados no estudo da resposta não linear da estruturas em análise.

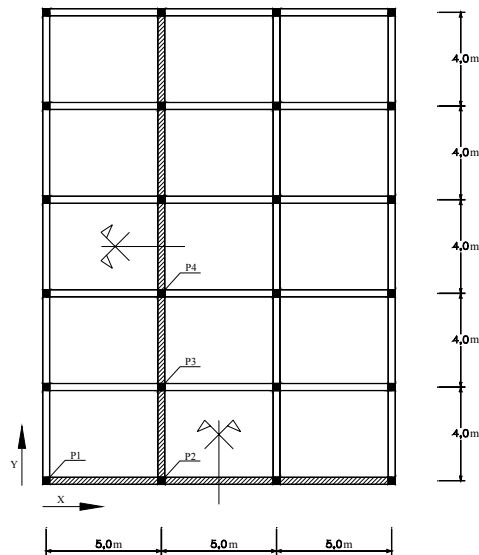


Fig. 3.17 – Secções dos pilares considerados para a pormenorização de armaduras apresentada.

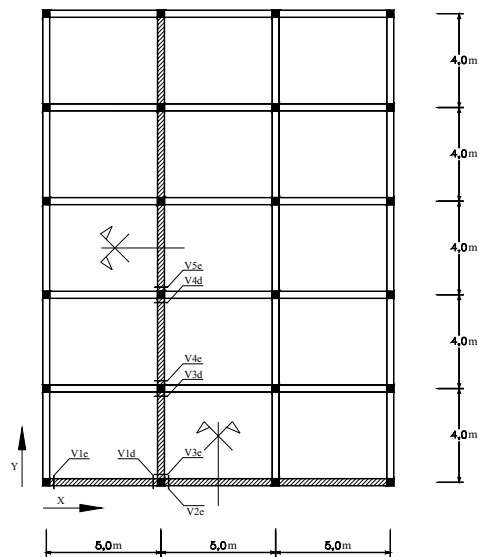


Fig. 3.18 – Secções das vigas considerados para a pormenorização de armaduras apresentada.

As pormenorizações de armaduras das diversas estruturas são apresentadas em quadros onde  $A_{slx}$  representa a armadura longitudinal dos pilares segundo a direcção  $X$ ,  $A_{sly}$ , a armadura longitudinal dos pilares segundo a direcção  $Y$ , Fig. 3.19,  $A_{s,inf}$ , a armadura longitudinal inferior das vigas,  $A_{s,sup}$ , a armadura longitudinal superior das vigas,  $\phi_1$  e  $\phi_2$ , os diâmetros da armadura em causa em  $mm$ ,  $n_1$  e  $n_2$ , o número de varões de diâmetros  $\phi_1$  e  $\phi_2$ , respectivamente,  $A_{sw}$ , a armadura transversal,  $\phi_{sw}$ , o diâmetro da armadura transversal em  $mm$ ,  $n_{ram}$ , o número de ramos da armadura transversal e  $s$ , o espaçamento da armadura transversal em  $cm$ .

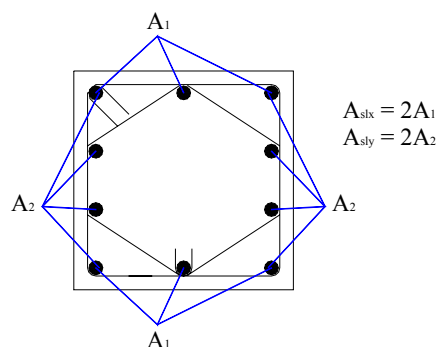


Fig. 3.19 – Definição da armadura longitudinal dos pilares.

Na coluna mais à direita dos diversos quadros são definidos parâmetros indicativos de alguns aspectos relevantes da pormenorização de armaduras. Assim, no caso dos quadros de pilares, os índices  $x$  ou  $y$  indicam a existência de uma cinta transversal de  $l$  ramo, Fig. 3.20, no sentido  $x$  ou  $y$  de flexão, respectivamente. Ainda em relação aos pilares, a marca \* indica que a armadura longitudinal é condicionada pela armadura mínima. Relativamente às vigas, os parâmetros *inf*, *sup* ou *inf + sup*, indicam que a armadura longitudinal inferior, superior ou ambas, respectivamente, são condicionadas pela armadura mínima. No caso de haver necessidade de recorrer a agrupamentos de varões de forma a poder verificar a armadura longitudinal de cálculo das vigas, o parâmetro *ag* será indicado na referida coluna.

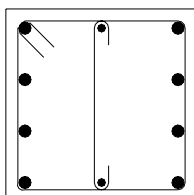


Fig. 3.20 – Cinta de 1 ramo.

### 3.6.1 Estruturas de 4 pisos

São apresentadas ao longo das seguintes secções as armaduras que resultaram do dimensionamento das diversas estruturas de 4 pisos pelos métodos de cálculo de forças sísmicas anteriormente abordados.

#### 3.6.1.1 Estrutura RSA Estático

Apresentam-se nos Quadros 3.9 e 3.10 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura RSA Estático de 4 pisos. Lembra-se que as

forças sísmicas correspondentes a esta estrutura são as, anteriormente, referidas por RSA Estático (freq.Rayleigh )

Relativamente à armadura transversal dos pilares, verifica-se que esta é invariavelmente definida pelas condições mínimas regulamentares.

Quadro 3.9 – Armaduras dos pilares da estrutura RSA Estático de 4 pisos.

Piso	Pilar	$A_{str}$				$A_{sly}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	24	-
	P2	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	24	-
	P3	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	19	-
	P4	6	16	0	0	6	16	0	0	4	6	19	-
2	P1	6	20	0	0	2	16	4	20	4	6	19	-
	P2	2	20	4	25	4	25	0	0	2	8	24	x
	P3	6	16	0	0	6	16	0	0	4	6	19	-
	P4	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
3	P1	6	20	0	0	2	16	4	20	4	6	24	-
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	-
	P3	6	16	0	0	6	16	0	0	4	6	19	-
	P4	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
4	P1	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P2	6	16	0	0	6	16	0	0	4	6	19	-
	P3	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P4	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*

Quadro 3.10 – Armaduras das vigas da estrutura RSA Estático de 4 pisos.

Piso	Viga	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	V1e	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V1d	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V2e	5	16	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V3e	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V3d	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V4e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V4d	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V5e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
2	V1e	2	16	2	20	2	16	4	20	2	6	15	-
	V1d	2	16	2	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V2e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V3e	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V3d	2	16	3	20	2	16	3	20	2	8	15	-
	V4e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V4d	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V5e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
3	V1e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V1d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V2e	2	10	3	12	5	16	0	0	2	6	15	-
	V3e	2	12	2	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V3d	2	12	2	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V4e	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V4d	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V5e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
4	V1e	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V1d	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V2e	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V3e	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	-
	V3d	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	-
	V4e	3	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V4d	3	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V5e	3	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf

### 3.6.1.2 Estrutura RSA Ray

Apresentam-se nos Quadros 3.11 e 3.12 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura RSA Ray de 4 pisos.

Tal como acontece na estrutura RSA Estático, a armadura transversal dos pilares neste caso é igualmente condicionada pelas disposições mínimas regulamentares.

Quadro 3.11 – Armaduras dos pilares da estrutura RSA Ray de 4 pisos.

Piso	Pilar	$A_{sbc}$				$A_{sby}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	24	-
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	-
	P3	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P4	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
2	P1	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	19	-
	P2	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	19	-
	P3	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P4	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
3	P1	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	19	-
	P2	6	16	0	0	6	16	0	0	4	6	19	-
	P3	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P4	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
4	P1	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P2	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P3	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P4	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*

Em comparação com o dimensionamento da estrutura anterior, verifica-se, como esperado pela observação dos valores relativos das forças sísmicas das duas estruturas, que a estrutura RSA Ray tem menores necessidades de armadura, salientando-se o facto da totalidade dos pilares do piso 4 terem a armadura condicionada pela armadura mínima regulamentar.

Quadro 3.12 – Armaduras das vigas da estrutura RSA Ray de 4 pisos.

Piso	Viga	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	V1e	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V1d	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V2e	2	12	3	16	2	16	3	20	2	6	15	-
	V3e	2	16	2	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V3d	2	16	2	20	2	16	2	20	2	6	15	-
	V4e	2	12	3	16	2	16	2	20	2	6	15	-
	V4d	2	12	3	16	2	16	2	20	2	6	15	-
	V5e	2	12	3	16	2	16	2	20	2	6	15	-
2	V1e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V1d	5	16	0	0	2	16	2	20	2	6	15	-
	V2e	2	12	2	16	2	16	2	20	2	6	15	-
	V3e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V3d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	8	15	-
	V4e	2	12	2	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V4d	2	12	2	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V5e	2	12	2	16	5	16	0	0	2	6	15	-
3	V1e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V1d	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V2e	5	10	0	0	2	12	3	16	2	6	15	-
	V3e	5	10	0	0	2	12	3	16	2	6	15	-
	V3d	5	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	-
	V4e	5	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	-
	V4d	5	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	-
	V5e	5	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	-
4	V1e	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf
	V1d	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V2e	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V3e	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	-
	V3d	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	-
	V4e	3	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V4d	3	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V5e	3	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf

### 3.6.1.3 Estrutura EC8 DCL

Apresentam-se nos Quadros 3.13 e 3.14 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura EC8 DCL de 4 pisos.

Atendendo a que a associação das disposições regulamentares do EC2 (1998) e do EC8 (1994) é mais severa do que as do REBAP (1983), é expectável que alguns elementos estruturais tenham percentagens de armadura consideravelmente superiores quando comparados com os valores verificados nas estruturas anteriores.

Tal como nas estruturas anteriores, verifica-se que a armadura transversal dos pilares é condicionada por disposições mínimas, neste caso, as definidas pelo EC8 (1994) para a classe de baixa ductilidade, exibindo, no entanto, espaçamentos inferiores.

Atendendo a que armadura longitudinal mínima em pilares preconizada pelo EC8 (1994) é consideravelmente superior à do REBAP (1983), 1% da área da secção transversal contra 0.6% da mesma área, respectivamente, observa-se que a totalidade dos pilares do piso 4 é condicionada por essa área mínima apesar das forças sísmicas associadas a esta estrutura serem superiores.

Da mesma forma se observa que a armadura longitudinal das vigas do último piso é globalmente condicionada pela armadura mínima preconizada pelo EC8 (1994) para estes elementos, Eq. (3.7), onde  $f_{ctm}$  é o valor médio da resistência à tracção do betão,  $f_{syk}$ , o valor característico da tensão de cedência do aço,  $b_v$ , a dimensão da base da viga e  $d_v$ , a dimensão da altura útil da viga. A grandeza da armadura mínima é caracterizada através da substituição dos valores das referidas propriedades dos materiais considerados, betão C20/25 e aço S400.

A severidade desta expressão é visível se comparada com a correspondente expressão do REBAP (1983), Eq. (3.8).

$$A_{s\ min} = 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} b_v d_v = 0.00275 \cdot b_v d_v \quad (3.7)$$

$$A_{s\ min} = 0.0015 \cdot b_v d_v \quad (3.8)$$

Quadro 3.13 – Armaduras dos pilares da estrutura EC8 DCL de 4 pisos.

Piso	Pilar	$A_{s,br}$				$A_{s,by}$				$A_{s,w}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	P1	2	20	4	25	8	25	0	0	4	8	18	-
	P2	4	20	4	25	4	20	4	25	4	8	18	-
	P3	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	18	-
	P4	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	18	-
2	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	18	-
	P2	4	20	4	25	4	20	4	25	4	8	18	-
	P3	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	18	-
	P4	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	18	-
3	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	18	-
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	-
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	18	-
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	18	-
4	P1	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	14	*
	P2	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	14	*
	P3	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	14	*
	P4	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	14	*

Quadro 3.14 – Armaduras das vigas da estrutura EC8 DCL de 4 pisos.

Piso	Viga	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{s,w}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	V1e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V1d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V2e	2	16	3	20	2	20	3	25	2	6	15	-
	V3e	2	20	2	25	2	20	2	25	2	6	15	-
	V3d	2	20	2	25	2	20	2	25	2	6	15	-
	V4e	2	16	3	20	2	20	2	25	2	6	15	-
	V4d	2	16	3	20	2	20	2	25	2	6	15	-
	V5e	2	16	3	20	2	20	2	25	2	6	15	-
2	V1e	5	20	0	0	2	20	2	25	2	6	15	-
	V1d	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V2e	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V3e	2	16	3	20	2	16	4	20	2	6	15	-
	V3d	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V4e	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V4d	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V5e	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
3	V1e	2	12	3	16	2	16	2	20	2	6	15	-
	V1d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V2e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V3e	2	12	3	16	2	12	4	16	2	6	15	-
	V3d	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V4e	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V4d	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V5e	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
4	V1e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup
	V1d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup
	V2e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup
	V3e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup
	V3d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup
	V4e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup
	V4d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup
	V5e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup

### 3.6.1.4 Estrutura EC8 RayDCL

Apresentam-se nos Quadros 3.15 e 3.16 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura EC8 RayDCL de 4 pisos.

Comparando os valores relativos das forças sísmicas desta estrutura e da anterior, encontra-se a razão para as menores percentagens de armadura que esta estrutura necessita. Os comentários relativos às percentagens de armadura longitudinal mínima, referidos para a estrutura anterior, são igualmente aplicáveis a este caso. Observa-se, também, nesta estrutura, que a armadura transversal dos pilares é condicionada pelas disposições mínimas definidas pelo

madura transversal dos pilares é condicionada pelas disposições mínimas definidas pelo EC8 (1994) para a classe de baixa ductilidade.

Quadro 3.15 – Armaduras dos pilares da estrutura EC8 RayDCL de 4 pisos.

Piso	Pilar	$A_{s1x}$				$A_{s1y}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	P1	2	20	4	25	4	20	4	25	4	8	18	-
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	-
	P3	2	20	4	25	4	20	4	25	4	8	18	-
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	8	18	-
2	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	18	-
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	-
	P3	2	20	4	25	4	20	4	25	4	8	18	-
	P4	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	18	-
3	P1	6	20	0	0	2	16	4	20	4	6	14	-
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	18	-
	P3	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	14	-
	P4	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	14	*
4	P1	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	14	*
	P2	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	14	*
	P3	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	14	*
	P4	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	14	*

Quadro 3.16 – Armaduras das vigas da estrutura EC8 RayDCL de 4 pisos.

Piso	Viga	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	V1e	5	20	0	0	2	20	2	25	2	6	15	-
	V1d	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V2e	5	16	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V3e	2	16	3	20	2	16	4	20	2	6	15	-
	V3d	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V4e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V4d	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
2	V5e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V1e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V1d	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V2e	5	16	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V3e	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V3d	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V4e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
3	V4d	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V5e	2	10	3	12	2	10	3	16	2	6	15	-
	V1e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V1d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V2e	2	10	3	12	5	16	0	0	2	6	15	-
	V3e	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V3d	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
4	V4e	2	10	3	12	2	10	3	16	2	6	15	-
	V4d	2	10	3	12	2	10	3	16	2	6	15	-
	V5e	2	10	3	12	2	10	3	16	2	6	15	-
	V1e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup
	V1d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup
	V2e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup
	V3e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup
V3d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup	
V4e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup	
V4d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup	
V5e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup	

### 3.6.1.5 Estrutura EC8 DCH

Apresentam-se nos Quadros 3.17 e 3.18 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura EC8 DCH de 4 pisos.

Verifica-se que a pormenorização de armaduras desta estrutura é condicionada por regras substancialmente mais severas do que qualquer dos casos anteriores. Apesar das forças sísmicas

associadas a esta estrutura serem metade das da estrutura EC8 DCL, a sua pormenorização de armaduras resulta de regras bem menos permissivas.

Quadro 3.17 – Armaduras dos pilares da estrutura EC8 DCH de 4 pisos.

Piso	Pilar	$A_{sbc}$				$A_{sby}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	P1	6	25	0	0	6	25	0	0	4	10	10	-
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	10	10	-
	P3	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-
	P4	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-
2	P1	6	25	0	0	6	25	0	0	4	10	10	-
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	10	10	-
	P3	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-
	P4	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-
3	P1	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-
	P2	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-
	P3	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-
	P4	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-
4	P1	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-
	P2	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-
	P3	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-
	P4	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-

Quadro 3.18 – Armaduras das vigas da estrutura EC8 DCH de 4 pisos.

Piso	Viga	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	V1e	2	12	3	16	4	20	0	0	2	6	6	-
	V1d	2	12	3	16	4	20	0	0	2	6	6	-
	V2e	2	10	3	12	2	16	2	20	2	6	5	-
	V3e	2	12	3	16	2	12	4	16	2	6	6	-
	V3d	2	12	3	16	2	12	4	16	2	6	6	-
	V4e	2	10	3	12	2	12	4	16	2	6	5	-
	V4d	2	10	3	12	2	12	4	16	2	6	5	-
2	V5e	2	10	3	12	2	12	4	16	2	6	5	-
	V1e	2	12	3	16	2	12	4	16	2	6	6	-
	V1d	2	12	3	16	2	12	4	16	2	6	6	-
	V2e	2	10	3	12	2	12	4	16	2	6	5	-
	V3e	5	12	0	0	2	12	4	16	2	6	6	-
	V3d	5	12	0	0	2	12	4	16	2	6	6	-
	V4e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	5	-
3	V4d	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	5	-
	V5e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	5	-
	V1e	2	10	3	12	4	16	0	0	2	6	5	inf
	V1d	2	10	3	12	4	16	0	0	2	6	5	inf
	V2e	2	10	3	12	4	16	0	0	2	6	5	inf
	V3e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
	V3d	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
4	V4e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
	V4d	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
	V5e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
	V1e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V1d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V2e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V3e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
4	V3d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V4e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V4d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V5e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup

Relativamente aos pilares, a aplicação do dimensionamento pela capacidade resistente pela formulação geral preconizada pelo EC8 (1994) para estruturas de alta ductilidade conduz, por um lado, a percentagens de armadura longitudinal superiores, mas também a valores de armadura transversal consideravelmente superiores aos habituais.

Relativamente às vigas, por um lado, é de salientar a influência da armadura longitudinal mínima que se alastra até ao piso 3, bem como o espaçamento da armadura transversal, invaria-

velmente condicionado pelas disposições mínimas definidas pelo EC8 (1994) para esta classe de ductilidade.

### 3.6.1.6 Estrutura DBD 1%

Apresentam-se nos Quadros 3.19 e 3.20 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura DBD 1% de 4 pisos.

Relativamente a esta estrutura, e às restantes estruturas onde se considerou o dimensionamento baseado em deslocamentos sem as disposições do dimensionamento pela capacidade resistente, salienta-se o facto de terem sido consideradas disposições regulamentares de pormenorização de armaduras de acordo com as disposições do REBAP (1983) para a classe de ductilidade normal.

A consideração desta opção justifica-se pelo facto das estruturas dimensionadas por este método não se enquadrarem nas classes de ductilidade do EC8 (1994) bem como na sua filosofia de dimensionamento às acções sísmicas. Além disso, algumas das classes de ductilidade do EC8 (1994) têm a agravante de estarem associadas, como anteriormente referido, a disposições regulamentares bastante severas, especialmente ao nível das condições de armadura mínima longitudinal e transversal, o que conduziria a uma distorção dos resultados da resposta não linear destas estruturas no caso de diversas secções estruturais terem pormenorizações de armadura condicionadas pelas disposições mínimas desse regulamento.

Quadro 3.19 – Armaduras dos pilares da estrutura DBD 1% de 4 pisos.

Piso	Pilar	$A_{dx}$				$A_{dy}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	P1	8	25	0	0	2	20	4	25	4	8	24	-
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	30	-
	P3	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	24	-
	P4	6	16	0	0	6	16	0	0	4	6	19	-
2	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	24	-
	P2	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	24	-
	P3	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	24	-
	P4	6	16	0	0	6	16	0	0	4	6	19	-
3	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	24	-
	P2	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	24	-
	P3	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	19	-
	P4	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
4	P1	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	14	-
	P2	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	14	-
	P3	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P4	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*

Quadro 3.20 – Armaduras das vigas da estrutura DBD 1% de 4 pisos.

Piso	Viga	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	V1e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V1d	2	20	3	25	2	20	2	25	2	6	15	-
	V2e	2	16	3	20	2	20	2	25	2	6	15	-
	V3e	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V3d	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V4e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V4d	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V5e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
2	V1e	5	20	0	0	2	20	2	25	2	6	15	-
	V1d	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V2e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V3e	2	16	2	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V3d	2	16	2	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V4e	2	12	3	16	2	16	3	20	2	6	15	-
	V4d	2	12	3	16	2	16	3	20	2	6	15	-
	V5e	2	12	3	16	2	16	3	20	2	6	15	-
3	V1e	2	12	3	16	2	16	3	20	2	6	15	-
	V1d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V2e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V3e	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	15	-
	V3d	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	15	-
	V4e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V4d	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V5e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
4	V1e	4	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	inf
	V1d	4	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	inf
	V2e	4	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	inf
	V3e	3	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V3d	3	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V4e	3	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V4d	3	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V5e	3	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf

No entanto, nas estruturas onde se considerou o dimensionamento baseado em deslocamentos com as disposições do dimensionamento pela capacidade resistente, foram consideradas as disposições regulamentares de pormenorização de armaduras do EC8 (1994) para a classe de alta ductilidade, de forma a avaliar a associação deste regulamento com um novo método de dimensionamento.

Atendendo ao valor das forças sísmicas associadas a esta estrutura, verifica-se uma menor quantidade de secções transversais condicionadas por disposições de armadura mínima, excepto no caso da armadura transversal dos pilares que se verifica ser condicionada pelas disposições mínimas do REBAP (1983).

### 3.6.1.7 Estrutura DBD 1.5%

Apresentam-se nos Quadros 3.21 e 3.22 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura DBD 1.5% de 4 pisos.

Tendo em conta a dimensão das forças sísmicas associadas a esta estrutura, é compreensível a influência das regras de armadura mínima do REBAP (1983) na pormenorização de armaduras, especialmente ao nível dos pilares onde, além da armadura transversal ser globalmente condicionada pelas disposições mínimas, também o é a armadura longitudinal.

Quadro 3.21 – Armaduras dos pilares da estrutura DBD 1.5% de 4 pisos.

Piso	Pilar	$A_{str}$				$A_{shy}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	P1	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P2	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P3	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P4	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
2	P1	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P2	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P3	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P4	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
3	P1	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P2	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P3	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P4	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
4	P1	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P2	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P3	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P4	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*

Quadro 3.22 – Armaduras das vigas da estrutura DBD 1.5% de 4 pisos.

Piso	Viga	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	V1e	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	15	-
	V1d	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	15	-
	V2e	5	10	0	0	2	12	3	16	2	6	15	-
	V3e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V3d	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V4e	4	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	-
	V4d	4	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	-
	V5e	4	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	-
2	V1e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V1d	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V2e	5	10	0	0	2	12	3	16	2	6	15	-
	V3e	4	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	-
	V3d	4	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	-
	V4e	4	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	-
	V4d	4	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	-
	V5e	4	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	-
3	V1e	4	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	inf
	V1d	4	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	inf
	V2e	4	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	inf
	V3e	4	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	-
	V3d	4	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	-
	V4e	3	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	inf
	V4d	3	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	inf
	V5e	3	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	inf
4	V1e	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup
	V1d	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup
	V2e	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup
	V3e	3	10	0	0	3	10	0	0	2	6	15	inf + sup
	V3d	3	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf
	V4e	3	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf
	V4d	3	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf
	V5e	3	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf

### 3.6.1.8 Estrutura DBD CD 1.5%

Apresentam-se nos Quadros 3.23 e 3.24 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura DBD CD 1.5% de 4 pisos.

Tal como referido anteriormente, a pormenorização de armaduras desta estrutura foi efectuada de acordo com as disposições preconizadas pelo EC8 (1994) para a classe de alta ductilidade. A armadura longitudinal dos pilares é condicionada pela aplicação do dimensionamento pela capacidade resistente enquanto que a armadura transversal é invariavelmente condicionada pelas disposições de armadura mínima.

Relativamente às vigas, verifica-se que a armadura transversal é igualmente condicionada pelas disposições de armadura mínima do EC8 (1994) e que a armadura longitudinal é condicionada pela aplicação da Eq. (3.7) em todos os pisos.

Quadro 3.23 – Armaduras dos pilares da estrutura DBD CD 1.5% de 4 pisos.

Piso	Pilar	$A_{sbx}$				$A_{sby}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
	P2	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
	P3	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
	P4	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
2	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
	P2	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
	P3	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
	P4	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
3	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
	P2	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
	P3	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
	P4	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
4	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
	P2	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
	P3	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
	P4	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-

Quadro 3.24 – Armaduras das vigas da estrutura DBD CD 1.5% de 4 pisos.

Piso	Viga	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	V1e	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	6	-
	V1d	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	6	-
	V2e	5	10	0	0	2	12	3	16	2	6	5	-
	V3e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	5	-
	V3d	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	5	-
	V4e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
	V4d	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
	V5e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
2	V1e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	5	-
	V1d	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	5	-
	V2e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	5	inf
	V3e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
	V3d	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf
	V4e	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf
	V4d	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf
	V5e	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf
3	V1e	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf
	V1d	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf
	V2e	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf
	V3e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf
	V3d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf
	V4e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf
	V4d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf
	V5e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf
4	V1e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V1d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V2e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V3e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V3d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V4e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V4d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V5e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup

### 3.6.1.9 Estrutura DBD 2%

Apresentam-se nos Quadros 3.25 e 3.26 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura DBD 2% de 4 pisos.

De acordo com o anteriormente exposto, a pormenorização de armaduras foi realizada com base no REBAP (1983), sendo aplicáveis a esta estrutura os mesmos comentários referidos para a estrutura DBD 1.5%, apenas enfatizando a influência da armadura longitudinal mínima regulamentar na pormenorização das vigas que agora atinge todos os pisos.

Quadro 3.25 – Armaduras dos pilares da estrutura DBD 2% de 4 pisos.

Piso	Pilar	$A_{sxc}$				$A_{sly}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	P1	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P2	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P3	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P4	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
2	P1	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P2	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P3	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P4	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
3	P1	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P2	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P3	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P4	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
4	P1	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P2	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P3	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*
	P4	2	12	4	16	2	12	4	16	4	6	14	*

Quadro 3.26 – Armaduras das vigas da estrutura DBD 2% de 4 pisos.

Piso	Viga	$A_{sinf}$				$A_{sup}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	V1e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V1d	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	15	-
	V2e	4	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	inf
	V3e	4	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	-
	V3d	4	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	-
	V4e	3	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	inf
	V4d	3	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	inf
	V5e	3	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	inf
2	V1e	5	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	-
	V1d	5	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	-
	V2e	4	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	inf
	V3e	4	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	-
	V3d	4	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	-
	V4e	3	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	inf
	V4d	3	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	inf
	V5e	3	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	inf
3	V1e	4	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	inf
	V1d	4	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	inf
	V2e	4	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	inf
	V3e	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	-
	V3d	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	-
	V4e	3	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V4d	3	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V5e	3	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
4	V1e	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup
	V1d	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup
	V2e	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup
	V3e	3	10	0	0	3	10	0	0	2	6	15	inf + sup
	V3d	3	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf
	V4e	3	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf
	V4d	3	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf
	V5e	3	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf

### 3.6.1.10 Estrutura DBD CD 2%

Apresentam-se nos Quadros 3.27 e 3.28 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura DBD CD 2% de 4 pisos.

Tal como no caso da estrutura DBD CD 1.5%, a pormenorização de armaduras desta estrutura foi efectuada de acordo com as disposições preconizadas pelo EC8 (1994) para a classe de alta ductilidade, verificando-se que as conclusões referidas para a estrutura DBD CD 1.5% são igualmente aplicáveis a esta estrutura, salientando-se, no entanto, um aumento da influência da armadura longitudinal mínima definida pelo EC8 (1994) para as vigas da estrutura DBD CD 1.5% para a estrutura DBD CD 2%.

Quadro 3.27 – Armaduras dos pilares da estrutura DBD CD 2% de 4 pisos.

Piso	Pilar	$A_{sbc}$				$A_{sby}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
	P2	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
	P3	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
	P4	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
2	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
	P2	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
	P3	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
	P4	2	20	4	25	2	20	4	25	4	10	10	-
3	P1	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-
	P2	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-
	P3	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-
	P4	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-
4	P1	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-
	P2	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-
	P3	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-
	P4	2	20	4	25	4	20	4	25	4	10	10	-

Quadro 3.28 – Armaduras das vigas da estrutura DBD CD 2% de 4 pisos.

Piso	Viga	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$			Notas	
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$		
1	V1e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	5	-	
	V1d	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	-	
	V2e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf	
	V3e	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf	
	V3d	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf	
	V4e	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf	
	V4d	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf	
	V5e	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf	
	2	V1e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
		V1d	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
V2e		2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf	
V3e		2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf	
V3d		2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf	
V4e		2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf	
V4d		2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf	
V5e		2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf	
3		V1e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf
		V1d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf
	V2e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf	
	V3e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup	
	V3d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup	
	V4e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup	
	V4d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup	
	V5e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup	
	4	V1e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
		V1d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
V2e		2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup	
V3e		2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup	
V3d		2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup	
V4e		2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup	
V4d		2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup	
V5e		2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup	

### 3.6.2 Estruturas de 8 pisos

São apresentadas ao longo das seguintes secções as armaduras que resultaram do dimensionamento das diversas estruturas de 8 pisos pelos métodos de cálculo de forças sísmicas anteriormente abordados.

#### 3.6.2.1 Estrutura RSA Estático

Apresentam-se nos Quadros 3.29 e 3.30 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura RSA Estático de 8 pisos.

Atendendo à variação da dimensão das secções transversais dos pilares ao longo da altura da estrutura, verifica-se que a armadura longitudinal mínima regulamentar não condiciona o dimensionamento dos pilares. No entanto, à semelhança do que acontece nas estruturas de 4 pisos, a armadura transversal dos pilares é condicionada pelas disposições mínimas definidas pelo REBAP (1983). Relativamente às vigas, também se verifica uma reduzida influência da armadura longitudinal mínima regulamentar na pormenorização destes elementos.

Quadro 3.29 – Armaduras dos pilares da estrutura RSA Estático de 8 pisos.

Piso	Pilar	$A_{sb}$				$A_{sb}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	P1	2	20	4	25	10	25	0	0	4	8	24	-
	P2	8	25	0	0	2	20	4	25	4	8	24	-
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	-
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	-
2	P1	2	20	4	25	4	20	4	25	4	8	24	-
	P2	8	25	0	0	2	20	4	25	4	8	24	-
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	-
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	-
3	P1	4	20	4	25	2	20	4	25	2	8	24	y
	P2	8	25	0	0	2	20	4	25	2	8	24	y
	P3	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	24	-
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	-
4	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	24	-
	P2	8	25	0	0	2	20	4	25	2	8	24	y
	P3	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	19	-
	P4	6	16	0	0	6	16	0	0	4	6	19	-
5	P1	6	25	0	0	2	20	4	25	4	8	24	-
	P2	8	25	0	0	2	20	4	25	2	8	24	y
	P3	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	24	-
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	-
6	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	24	-
	P2	4	20	4	25	2	20	4	25	2	8	24	y
	P3	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	19	-
	P4	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	19	-
7	P1	2	20	4	25	4	25	0	0	2	8	24	-
	P2	6	25	0	0	4	25	0	0	2	8	30	-
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	2	6	24	-
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	2	6	24	-
8	P1	4	25	0	0	4	25	0	0	2	8	30	-
	P2	4	25	0	0	4	25	0	0	2	8	30	-
	P3	4	25	0	0	4	25	0	0	2	8	30	-
	P4	4	25	0	0	4	25	0	0	2	8	30	-

Quadro 3.30 – Armaduras das vigas da estrutura RSA Estático de 8 pisos.

Piso	Viga	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	V1e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V1d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V2e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V3e	5	20	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
	V3d	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V4e	5	20	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
	V4d	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V5e	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
2	V1e	5	25	0	0	5	25	0	0	2	6	12,5	-
	V1d	5	25	0	0	5	25	0	0	2	6	12,5	-
	V2e	5	25	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
	V3e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	20	-
	V3d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	20	-
	V4e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	12,5	-
	V4d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	12,5	-
	V5e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	12,5	-
3	V1e	5	25	0	0	5	25	0	0	2	6	12,5	-
	V1d	5	25	0	0	5	25	0	0	2	6	12,5	-
	V2e	5	25	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
	V3e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	20	-
	V3d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	20	-
	V4e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	12,5	-
	V4d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	12,5	-
	V5e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	12,5	-
4	V1e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V1d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V2e	2	20	2	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V3e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	12,5	-
	V3d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	12,5	-
	V4e	5	20	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
	V4d	5	20	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
	V5e	5	20	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
5	V1e	2	20	3	25	5	20	0	0	2	6	15	-
	V1d	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V2e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V3e	5	20	0	0	2	16	4	20	2	6	15	-
	V3d	5	20	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V4e	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V4d	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V5e	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
6	V1e	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V1d	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V2e	2	12	3	16	2	16	3	20	2	6	15	-
	V3e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V3d	5	16	0	0	5	16	0	0	2	6	15	-
	V4e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V4d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V5e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
7	V1e	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V1d	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V2e	5	10	0	0	2	12	3	16	2	6	15	-
	V3e	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	15	-
	V3d	5	12	0	0	2	12	2	16	2	6	15	-
	V4e	5	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	-
	V4d	5	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	-
	V5e	5	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	-
8	V1e	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup
	V1d	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V2e	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V3e	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	-
	V3d	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	-
	V4e	3	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V4d	3	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V5e	3	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf

### 3.6.2.2 Estrutura RSA Ray

Apresentam-se nos Quadros 3.31 e 3.32 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura RSA Ray de 8 pisos.

Relativamente a esta estrutura, são aplicáveis os comentários referidos para a estrutura anterior, embora as percentagens de armadura sejam inferiores dado que as forças sísmicas as-

sociadas a esta estrutura também o são. Observa-se, no entanto, um aumento da influência da armadura longitudinal mínima regulamentar na pormenorização das vigas.

Quadro 3.31 – Armaduras dos pilares da estrutura RSA Ray de 8 pisos.

Piso	Pilar	$A_{sx}$				$A_{sy}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	P1	2	20	4	25	8	25	0	0	4	8	24	-
	P2	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	24	-
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	-
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	-
2	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	24	-
	P2	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	24	-
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	-
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	-
3	P1	6	25	0	0	2	20	4	25	2	8	24	-
	P2	4	20	4	25	2	20	4	25	2	8	24	y
	P3	2	16	4	20	2	16	4	20	2	6	19	-
	P4	2	16	4	20	2	16	4	20	2	6	19	-
4	P1	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	19	-
	P2	6	25	0	0	2	16	4	25	2	8	30	-
	P3	6	16	0	0	6	16	0	0	4	6	19	-
	P4	6	16	0	0	6	16	0	0	4	6	19	-
5	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	8	24	-
	P2	4	20	4	25	2	20	4	25	2	8	24	y
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	-
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	-
6	P1	2	16	4	20	2	16	4	20	4	6	19	-
	P2	2	20	4	25	2	20	4	25	2	8	24	-
	P3	6	16	0	0	6	16	0	0	4	6	19	-
	P4	6	16	0	0	6	16	0	0	4	6	19	-
7	P1	2	20	4	25	4	25	0	0	2	8	24	-
	P2	2	20	4	25	4	25	0	0	2	8	24	-
	P3	2	16	4	20	2	16	4	20	2	6	19	-
	P4	2	16	4	20	2	16	4	20	2	6	19	-
8	P1	4	20	0	0	4	20	0	0	2	6	24	-
	P2	4	20	0	0	4	20	0	0	2	6	24	-
	P3	4	20	0	0	4	20	0	0	2	6	24	-
	P4	4	20	0	0	4	20	0	0	2	6	24	-

Quadro 3.32 – Armaduras das vigas da estrutura RSA Ray de 8 pisos.

Piso	Viga	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{s,w}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	nram	$\phi_{sw}$	s	
1	V1e	5	20	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
	V1d	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V2e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V3e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V3d	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V4e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V4d	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
2	V5e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V1e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V1d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V2e	2	20	2	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V3e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	12,5	-
	V3d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	12,5	-
	V4e	2	20	2	25	2	20	3	25	2	6	15	-
3	V4d	2	20	2	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V5e	2	20	2	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V1e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V1d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V2e	5	20	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
	V3e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V3d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	15	-
4	V4e	5	20	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
	V4d	5	20	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
	V5e	5	20	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
	V1e	5	20	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
	V1d	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V2e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V3e	5	20	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
5	V3d	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V4e	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V4d	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V5e	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V1e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V1d	2	16	3	20	4	20	0	0	2	6	15	-
	V2e	5	16	0	0	4	20	0	0	2	6	15	-
6	V3e	2	16	3	20	2	16	4	20	2	6	15	-
	V3d	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V4e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V4d	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V5e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V1e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V1d	5	16	0	0	5	16	0	0	2	6	15	-
7	V2e	2	12	2	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V3e	5	16	0	0	2	16	2	20	2	6	15	-
	V3d	5	16	0	0	5	16	0	0	2	6	15	-
	V4e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V4d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V5e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V1e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
8	V1d	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	15	-
	V2e	4	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	inf
	V3e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V3d	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	15	-
	V4e	4	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	-
	V4d	4	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	-
	V5e	4	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	-
8	V1e	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup
	V1d	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup
	V2e	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup
	V3e	4	10	0	0	3	10	0	0	2	6	15	sup
	V3d	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	-
	V4e	3	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf
	V4d	3	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf
V5e	3	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf	

### 3.6.2.3 Estrutura EC8 DCL

Apresentam-se nos Quadros 3.33 e 3.34 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura EC8 DCL de 8 pisos.

A associação das regras de pormenorização de armaduras mais severas do EC8 (1994) com a maior dimensão das secções de vários pilares da estrutura conduz a que a sua armadura

longitudinal seja condicionada, em diversos casos, pela armadura longitudinal mínima regulamentar. Verifica-se, igualmente, que as armaduras transversais dos pilares são condicionadas pelas disposições mínimas definidas pelo EC8 (1994) para a classe de baixa ductilidade.

Em relação à pormenorização de armaduras das vigas salienta-se, por um lado, o facto de nos pisos 1 a 4 surgirem pormenorizações de armaduras em que há necessidade de recorrer a agrupamento de varões para as configurações  $2\phi 20 + 5\phi 25$  e  $2\phi 20 + 4\phi 25$ , Fig. 3.21 e 3.22, respectivamente, de modo a conseguir verificar a armadura de cálculo sem recorrer a varões de maior diâmetro, e por outro, o facto da armadura longitudinal mínima preconizada pelo EC8 (1994) condicionar a pormenorização de armaduras de vigas a partir do 7º piso.

Quadro 3.33 – Armaduras dos pilares da estrutura EC8 DCL de 8 pisos.

Piso	Pilar	$A_{str}$				$A_{sb}$				$A_{sv}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sv}$	$s$	
1	P1	10	25	0	0	8	25	0	0	4	8	20	-
	P2	8	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	-
	P3	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P4	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
2	P1	4	20	4	25	4	20	4	25	4	8	18	-
	P2	4	20	4	25	4	20	4	25	4	8	18	-
	P3	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P4	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
3	P1	4	20	4	25	2	20	4	25	4	8	20	-
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	-
	P3	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P4	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
4	P1	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	-
	P3	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P4	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
5	P1	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P3	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P4	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
6	P1	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P3	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P4	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
7	P1	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P3	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P4	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
8	P1	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P3	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P4	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*

Quadro 3.34 – Armaduras das vigas da estrutura EC8 DCL de 8 pisos.

Piso	Viga	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	V1e	2	20	5	25	2	20	5	25	2	8	15	ag
	V1d	2	20	5	25	2	20	5	25	2	8	15	ag
	V2e	5	25	0	0	2	20	4	25	2	8	15	ag
	V3e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	20	-
	V3d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	20	-
	V4e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	20	-
	V4d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	20	-
2	V5e	2	20	3	25	2	20	2	25	2	8	20	-
	V1e	2	20	5	25	2	20	5	25	2	8	12,5	ag
	V1d	2	20	5	25	2	20	5	25	2	8	12,5	ag
	V2e	2	20	5	25	2	20	5	25	2	8	12,5	ag
	V3e	5	25	0	0	5	25	0	0	2	8	15	-
	V3d	5	25	0	0	2	20	3	25	2	8	15	-
	V4e	5	25	0	0	2	20	3	25	2	8	15	-
3	V4d	5	25	0	0	2	20	3	25	2	8	15	-
	V5e	5	25	0	0	2	20	3	25	2	8	15	-
	V1e	2	20	5	25	2	20	5	25	2	8	12,5	ag
	V1d	2	20	5	25	2	20	5	25	2	8	12,5	ag
	V2e	2	20	5	25	2	20	5	25	2	8	12,5	ag
	V3e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	15	-
	V3d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	15	-
4	V4e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	15	-
	V4d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	15	-
	V5e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	15	-
	V1e	2	20	4	25	2	20	4	25	2	8	15	ag
	V1d	2	20	4	25	2	20	4	25	2	8	15	ag
	V2e	5	25	0	0	2	20	4	25	2	8	15	ag
	V3e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	15	-
5	V3d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	15	-
	V4e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	15	-
	V4d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	15	-
	V5e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	15	-
	V1e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	17,5	-
	V1d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	17,5	-
	V2e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	17,5	-
6	V3e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	20	-
	V3d	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	20	-
	V4e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	20	-
	V4d	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	20	-
	V5e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	20	-
	V1e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V1d	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
7	V2e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V3e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V3d	2	12	3	16	2	16	2	20	2	6	15	-
	V4e	2	12	3	16	2	16	2	20	2	6	15	-
	V4d	2	12	3	16	2	16	2	20	2	6	15	-
	V5e	2	12	3	16	2	16	2	20	2	6	15	-
	V1e	5	12	0	0	5	16	0	0	2	6	15	-
8	V1d	5	12	0	0	5	16	0	0	2	6	15	-
	V2e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V3e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	15	inf
	V3d	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	inf
	V4e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	inf
	V4d	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	inf
	V5e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	inf
8	V1e	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	15	inf
	V1d	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	15	inf
	V2e	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	15	inf
	V3e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup
	V3d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup
	V4e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup
V4d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup	
V5e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup	

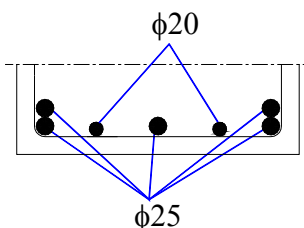


Fig. 3.21 – Agrupamento de varões considerados para a configuração  $2\phi 20 + 5\phi 25$ .

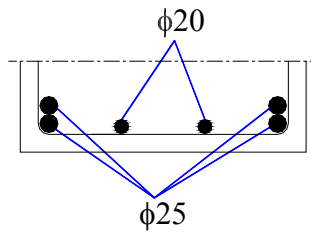


Fig. 3.22 – Agrupamento de varões considerados para a configuração  $2\phi20 + 4\phi25$ .

### 3.6.2.4 Estrutura EC8 RayDCL

Apresentam-se nos Quadros 3.35 e 3.36 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura EC8 RayDCL de 8 pisos.

São aplicáveis os mesmos comentários referidos para a estrutura anterior salientando-se o agravamento da dependência da armadura longitudinal dos pilares e das vigas. Refere-se também a necessidade de recorrer a agrupamentos de varões de modo a verificar a armadura longitudinal de cálculo das vigas, à semelhança do que acontece na estrutura anterior, sendo a configuração considerada a apresentada na Fig. 3.22.

Quadro 3.35 – Armaduras dos pilares da estrutura EC8 RayDCL de 8 pisos.

Piso	Pilar	$A_{abc}$				$A_{sly}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	P1	8	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	-
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	-
	P3	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P4	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
2	P1	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	-
	P3	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P4	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
3	P1	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P3	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P4	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
4	P1	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P3	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P4	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
5	P1	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P3	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P4	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
6	P1	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P3	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P4	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
7	P1	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P3	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P4	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
8	P1	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P2	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P3	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*
	P4	6	25	0	0	6	25	0	0	4	8	20	*

Quadro 3.36 – Armaduras das vigas da estrutura EC8 RayDCL de 8 pisos.

Piso	Viga	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	V1e	5	25	0	0	5	25	0	0	2	6	12,5	-
	V1d	5	25	0	0	5	25	0	0	2	6	12,5	-
	V2e	2	20	3	25	5	25	0	0	2	6	12,5	-
	V3e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V3d	2	20	3	25	5	20	0	0	2	6	15	-
	V4e	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V4d	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
2	V5e	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V1e	2	20	4	25	2	20	4	25	2	8	15	ag
	V1d	2	20	4	25	5	25	0	0	2	8	15	ag
	V2e	5	25	0	0	5	25	0	0	2	8	15	-
	V3e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	20	-
	V3d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	20	-
	V4e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	20	-
3	V4d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	20	-
	V5e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	20	-
	V1e	5	25	0	0	5	25	0	0	2	8	15	-
	V1d	5	25	0	0	5	25	0	0	2	8	15	-
	V2e	5	25	0	0	5	25	0	0	2	8	15	-
	V3e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	20	-
	V3d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	20	-
4	V4e	2	20	2	25	2	20	3	25	2	8	20	-
	V4d	2	20	2	25	2	20	2	25	2	8	20	-
	V5e	2	20	2	25	2	20	2	25	2	8	20	-
	V1e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	20	-
	V1d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	20	-
	V2e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	20	-
	V3e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	20	-
5	V3d	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	20	-
	V4e	5	20	0	0	5	20	0	0	2	8	20	-
	V4d	5	20	0	0	5	20	0	0	2	8	20	-
	V5e	5	20	0	0	5	20	0	0	2	8	20	-
	V1e	5	20	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
	V1d	5	20	0	0	2	20	2	25	2	6	15	-
	V2e	5	20	0	0	2	20	2	25	2	6	15	-
6	V3e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V3d	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V4e	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V4d	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V5e	2	16	3	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V1e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V1d	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
7	V2e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	15	-
	V3e	2	12	2	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V3d	2	12	2	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V4e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V4d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V5e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V1e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
8	V1d	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V2e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V3e	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	15	inf
	V3d	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	15	inf
	V4e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	15	inf
	V4d	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	15	inf
	V5e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	15	inf
8	V1e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf
	V1d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf
	V2e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf
	V3e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup
	V3d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup
	V4e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup
V4d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup	
V5e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	15	inf + sup	

### 3.6.2.5 Estrutura EC8 DCH

Apresentam-se nos Quadros 3.37 e 3.38 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura EC8 DCH de 8 pisos.

Verifica-se nesta estrutura que a pormenorização de armaduras definida de acordo com as disposições do EC8 (1994) para a classe de alta ductilidade, onde são aplicados os princípios do

dimensionamento pela capacidade resistente, conduz a armaduras longitudinais dos pilares consideravelmente condicionadas pela armadura mínima preconizada pelo EC8 (1994). Verifica-se, no entanto, que a configuração da referida armadura mínima considerada não é a mesma que foi considerada nas estruturas EC8 DCL e EC8 RayDCL. Tal se deve ao facto das disposições construtivas que o EC8 (1994) preconiza relativamente ao espaçamento máximo de varões da armadura longitudinal serem condicionantes neste caso. Enquanto que para estruturas de baixa ductilidade esse espaçamento é de  $250mm$ , para estruturas de alta ductilidade o seu valor passa para  $150mm$ . Em termos de armadura transversal dos pilares, verifica-se que a maior severidade das disposições construtivas do EC8 (1994) é globalmente condicionante, à semelhança do verificado para a estrutura EC8 DCH de 4 pisos.

Relativamente à pormenorização das vigas, salienta-se, à semelhança do que acontece na estrutura EC8 DCH de 4 pisos, a influência mais acentuada da armadura longitudinal mínima que se alastra até ao piso 6, bem como o espaçamento da armadura transversal, invariavelmente condicionado pelas disposições mínimas definidas pelo EC8 (1994) para esta classe de ductilidade.

Quadro 3.37 – Armaduras dos pilares da estrutura EC8 DCH de 8 pisos.

Piso	Pilar	$A_{sx}$				$A_{sy}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	P1	8	20	4	25	8	20	4	25	4	10	10	-
	P2	8	20	4	25	8	20	4	25	4	10	10	-
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
2	P1	8	20	4	25	8	20	4	25	4	10	10	-
	P2	8	20	4	25	8	20	4	25	4	10	10	-
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
3	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
4	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
5	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
6	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
7	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
8	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*

Quadro 3.38 – Armaduras das vigas da estrutura EC8 DCH de 8 pisos.

Piso	Viga	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	V1e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	8	-
	V1d	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	8	-
	V2e	5	16	0	0	5	20	0	0	2	8	8	-
	V3e	5	16	0	0	2	16	2	20	2	6	6	-
	V3d	5	16	0	0	5	16	0	0	2	6	6	-
	V4e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
	V4d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
V5e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-	
2	V1e	5	20	0	0	2	20	2	25	2	8	8	-
	V1d	5	20	0	0	5	20	0	0	2	8	8	-
	V2e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	8	-
	V3e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	6	-
	V3d	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	6	-
	V4e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	6	-
	V4d	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	6	-
V5e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	6	-	
3	V1e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	8	-
	V1d	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	8	-
	V2e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	8	-
	V3e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	6	6	-
	V3d	5	16	0	0	2	16	2	20	2	6	6	-
	V4e	5	16	0	0	2	16	2	20	2	6	6	-
	V4d	5	16	0	0	2	16	2	20	2	6	6	-
V5e	5	16	0	0	2	16	2	20	2	6	6	-	
4	V1e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	8	8	-
	V1d	5	16	0	0	2	16	3	20	2	8	8	-
	V2e	5	16	0	0	2	16	3	20	2	8	8	-
	V3e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
	V3d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
	V4e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
	V4d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
V5e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-	
5	V1e	2	12	3	16	2	16	3	20	2	6	6	-
	V1d	2	12	3	16	2	16	3	20	2	6	6	-
	V2e	2	12	3	16	2	16	3	20	2	6	6	-
	V3e	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	6	-
	V3d	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	6	-
	V4e	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	6	-
	V4d	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	6	-
V5e	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	6	-	
6	V1e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	5	-
	V1d	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	5	-
	V2e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	5	-
	V3e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
	V3d	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
	V4e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
	V4d	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
V5e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf	
7	V1e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
	V1d	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
	V2e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
	V3e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V3d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V4e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V4d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
V5e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup	
8	V1e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V1d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V2e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V3e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V3d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V4e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V4d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
V5e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup	

### 3.6.2.6 Estrutura DBD 1%

Apresentam-se nos Quadros 3.39 e 3.40 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura DBD 1% de 8 pisos.

À semelhança do que foi admitido para as estruturas de 4 pisos em que foi considerado o dimensionamento baseado em deslocamentos sem considerar o dimensionamento pela capaci-

dade resistente, a pormenorização de armaduras desta estrutura foi efectuada de acordo com as disposições definidas pelo REBAP (1983) para estruturas de ductilidade normal.

Nas estruturas onde foi considerado o dimensionamento baseado em deslocamentos e os princípios do dimensionamento pela capacidade resistente, a pormenorização seguiu as regras definidas pelo EC8 (1994) para estruturas de alta ductilidade.

Ao contrário do verificado para a estrutura DBD 1% de 4 pisos, esta estrutura tem associadas forças sísmicas cujos valores estão mais próximos dos da estrutura EC8 DCH, o que conduz a uma menor necessidade de armadura longitudinal nas vigas. Associado a este facto, e dado não ser considerado o dimensionamento pela capacidade resistente nesta estrutura, também a armadura longitudinal dos pilares apresenta menores necessidades, sendo na sua quase totalidade condicionada pela armadura mínima preconizada pelo REBAP (1983). Relativamente à armadura transversal destes elementos, também ela é condicionada pelas disposições mínimas do REBAP (1983).

Quadro 3.39 – Armaduras dos pilares da estrutura DBD 1% de 8 pisos.

Piso	Pilar	$A_{s1x}$				$A_{s1y}$				$A_{sv}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sv}$	$s$	
1	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	6	24	-
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
2	P1	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	-
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
3	P1	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
4	P1	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
5	P1	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
6	P1	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
7	P1	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
8	P1	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*

Quadro 3.40 – Armaduras das vigas da estrutura DBD 1% de 8 pisos.

Piso	Viga	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	V1e	5	20	0	0	2	20	2	25	2	6	15	-
	V1d	5	20	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V2e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V3e	2	12	3	16	2	12	4	16	2	6	15	-
	V3d	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V4e	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V4d	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
2	V5e	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V1e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V1d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	6	15	-
	V2e	5	20	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
	V3e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V3d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V4e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
3	V4d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V5e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V1e	5	20	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
	V1d	5	20	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
	V2e	5	20	0	0	2	20	3	25	2	6	15	-
	V3e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V3d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
4	V4e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V4d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V5e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V1e	2	16	3	20	2	20	2	25	2	6	15	-
	V1d	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V2e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V3e	2	12	2	16	2	12	4	16	2	6	15	-
5	V3d	2	12	2	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V4e	2	12	2	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V4d	2	12	2	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V5e	2	12	2	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V1e	2	16	2	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V1d	2	16	2	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V2e	2	16	2	20	2	16	3	20	2	6	15	-
6	V3e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V3d	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V4e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V4d	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V5e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V1e	2	12	3	16	2	16	3	20	2	6	15	-
	V1d	2	12	3	16	2	16	2	20	2	6	15	-
7	V2e	2	12	3	16	2	16	2	20	2	6	15	-
	V3e	5	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	-
	V3d	5	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	-
	V4e	5	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	-
	V4d	5	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	-
	V5e	5	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	-
	V1e	5	10	0	0	2	12	3	16	2	6	15	-
8	V1d	5	10	0	0	2	12	3	16	2	6	15	-
	V2e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V3e	4	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	-
	V3d	4	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	-
	V4e	4	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	-
	V4d	4	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	-
	V5e	4	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	-
8	V1e	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V1d	4	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	inf
	V2e	4	10	0	0	2	10	3	12	2	6	15	inf
	V3e	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup
	V3d	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup
	V4e	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup
	V4d	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup
V5e	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup	

### 3.6.2.7 Estrutura DBD CD 1%

Apresentam-se nos Quadros 3.41 e 3.42 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura DBD CD 1% de 8 pisos.

Atendendo ao anteriormente exposto, a pormenorização de armaduras desta estrutura seguiu as disposições do EC8 (1994) para estruturas de alta ductilidade. À semelhança do verifi-

cado para a estrutura EC8 DCH de 8 pisos, também neste caso os pilares têm a armadura longitudinal fortemente condicionada pela armadura mínima preconizada pelo EC8 (1994), sendo necessário recorrer a um maior número de varões para satisfazer o espaçamento máximo regulamentar, e a armadura transversal invariavelmente condicionada pelas disposições mínimas definidas neste regulamento.

Quadro 3.41 – Armaduras dos pilares da estrutura DBD CD 1% de 8 pisos.

Piso	Pilar	$A_{sx}$				$A_{sy}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	P1	8	25	0	0	8	25	0	0	4	10	10	-
	P2	8	25	0	0	8	25	0	0	4	10	10	-
	P3	8	20	4	25	8	20	4	25	4	10	10	-
	P4	8	20	4	25	8	20	4	25	4	10	10	-
2	P1	8	25	0	0	8	25	0	0	4	10	10	-
	P2	8	25	0	0	8	25	0	0	4	10	10	-
	P3	8	20	4	25	8	20	4	25	4	10	10	-
	P4	8	20	4	25	8	20	4	25	4	10	10	-
3	P1	8	20	4	25	8	20	4	25	4	10	10	-
	P2	8	20	4	25	8	20	4	25	4	10	10	-
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
4	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
5	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
6	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
7	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
8	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*

Quadro 3.42 – Armaduras das vigas da estrutura DBD CD 1% de 8 pisos.

Piso	Viga	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	V1e	5	20	0	0	2	20	2	25	2	8	10	-
	V1d	5	20	0	0	5	20	0	0	2	8	10	-
	V2e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	10	-
	V3e	2	12	3	16	2	12	4	16	2	6	6	-
	V3d	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	6	-
	V4e	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	6	-
	V4d	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	6	-
2	V5e	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	6	-
	V1e	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	10	-
	V1d	2	20	3	25	2	20	3	25	2	8	10	-
	V2e	5	20	0	0	2	20	3	25	2	8	10	-
	V3e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
	V3d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
	V4e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
3	V4d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
	V5e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
	V1e	5	20	0	0	2	20	3	25	2	8	10	-
	V1d	5	20	0	0	2	20	3	25	2	8	10	-
	V2e	5	20	0	0	2	20	3	25	2	8	10	-
	V3e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
	V3d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
4	V4e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
	V4d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
	V5e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
	V1e	2	16	3	20	2	20	2	25	2	8	10	-
	V1d	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	10	-
	V2e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	10	-
	V3e	2	12	2	16	2	12	4	16	2	6	6	-
5	V3d	2	12	2	16	2	12	3	16	2	6	6	-
	V4e	2	12	2	16	2	12	3	16	2	6	6	-
	V4d	2	12	2	16	2	12	3	16	2	6	6	-
	V5e	2	12	2	16	2	12	3	16	2	6	6	-
	V1e	2	16	2	20	2	16	3	20	2	6	8	-
	V1d	2	16	2	20	2	16	3	20	2	6	8	-
	V2e	2	16	2	20	2	16	3	20	2	6	8	-
6	V3e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	6	-
	V3d	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	6	-
	V4e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	6	-
	V4d	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	6	-
	V5e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	6	-
	V1e	2	12	3	16	2	16	3	20	2	6	6	-
	V1d	2	12	3	16	2	16	2	20	2	6	6	-
7	V2e	2	12	3	16	2	16	2	20	2	6	6	-
	V3e	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf
	V3d	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf
	V4e	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf
	V4d	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf
	V5e	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf
	V1e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	5	-
8	V1d	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	5	-
	V2e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	5	-
	V3e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf
	V3d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf
	V4e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf
	V4d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf
	V5e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf

3.6.2.8 Estrutura DBD 1%Pr

Apresentam-se nos Quadros 3.43 e 3.44 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura DBD 1%Pr de 8 pisos.

Atendendo ao anteriormente exposto, a pormenorização de armaduras desta estrutura seguiu as disposições do REBAP (1983) para estruturas de ductilidade normal.

Relativamente à pormenorização de armaduras desta estrutura são aplicáveis os comentários apresentados para a estrutura DBD 1%, salientando-se a maior influência da armadura longitudinal mínima das vigas preconizada pelo REBAP (1983) que chega a atingir as vigas do piso 6.

Quadro 3.43 – Armaduras dos pilares da estrutura DBD 1%Pr de 8 pisos.

Piso	Pilar	$A_{sx}$				$A_{sy}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	P1	2	20	4	25	2	20	4	25	4	6	24	-
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	-
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
2	P1	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	-
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
3	P1	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
4	P1	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
5	P1	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
6	P1	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
7	P1	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
8	P1	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P2	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P3	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*
	P4	6	20	0	0	6	20	0	0	4	6	24	*

Quadro 3.44 – Armaduras das vigas da estrutura DBD 1%Pr de 8 pisos.

Piso	Viga	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	V1e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V1d	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V2e	5	16	0	0	5	20	0	0	2	6	15	-
	V3e	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V3d	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V4e	2	12	2	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V4d	2	12	2	16	2	12	3	16	2	6	15	-
2	V5e	2	12	2	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V1e	2	16	3	20	2	20	2	25	2	6	15	-
	V1d	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V2e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V3e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V3d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V4e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
3	V4d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V5e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	15	-
	V1e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V1d	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V2e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	6	15	-
	V3e	2	12	3	16	2	12	4	16	2	6	15	-
	V3d	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
4	V4e	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V4d	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V5e	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	15	-
	V1e	2	16	2	20	2	16	4	20	2	6	15	-
	V1d	2	16	2	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V2e	2	16	2	20	2	16	3	20	2	6	15	-
	V3e	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	15	-
5	V3d	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	15	-
	V4e	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	15	-
	V4d	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	15	-
	V5e	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	15	-
	V1e	2	12	3	16	2	16	3	20	2	6	15	-
	V1d	2	12	3	16	2	16	3	20	2	6	15	-
	V2e	2	12	3	16	2	16	3	20	2	6	15	-
6	V3e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	15	-
	V3d	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	15	-
	V4e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	15	-
	V4d	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	15	-
	V5e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	15	-
	V1e	5	12	0	0	5	16	0	0	2	6	15	-
	V1d	5	12	0	0	5	16	0	0	2	6	15	-
7	V2e	5	12	0	0	5	16	0	0	2	6	15	-
	V3e	4	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	inf
	V3d	4	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	inf
	V4e	4	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	inf
	V4d	4	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	inf
	V5e	4	10	0	0	5	12	0	0	2	6	15	inf
	V1e	4	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	inf
8	V1d	4	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	inf
	V2e	4	10	0	0	2	12	2	16	2	6	15	inf
	V3e	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V3d	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V4e	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V4d	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V5e	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
9	V1e	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V1d	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V2e	4	10	0	0	5	10	0	0	2	6	15	inf
	V3e	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup
	V3d	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup
	V4e	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup
	V4d	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup
V5e	4	10	0	0	4	10	0	0	2	6	15	inf + sup	

### 3.6.2.9 Estrutura DBD CD 1%Pr

Apresentam-se nos Quadros 3.45 e 3.46 as armaduras dos pilares e das vigas, respectivamente, resultantes do dimensionamento da estrutura DBD CD 1%Pr de 8 pisos.

À semelhança do que acontece com a estrutura DBD CD 1%, a pormenorização de armaduras desta estrutura seguiu as disposições do EC8 (1994) para estruturas de alta ductilidade.

Verifica-se, neste caso, que, apesar de serem considerados os princípios do dimensionamento pela capacidade resistente, a globalidade dos pilares é condicionada pelas disposições de armadura longitudinal e transversal mínima definidas pelo EC8 (1994).

Em termos da pormenorização das armaduras nas vigas, salienta-se a maior importância da armadura longitudinal mínima que atinge elementos até ao 6º piso e o facto da globalidade da armadura transversal ser condicionada pelas disposições preconizadas pelo EC8 (1994), à semelhança do que acontece na estrutura DBD 1%.

Quadro 3.45 – Armaduras dos pilares da estrutura DBD CD 1%Pr de 8 pisos.

Piso	Pilar	$A_{shx}$				$A_{shy}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
2	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
3	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
4	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
5	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
6	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
7	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
8	P1	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P2	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P3	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*
	P4	8	20	0	0	8	20	0	0	4	8	10	*

Quadro 3.46 – Armaduras das vigas da estrutura DBD CD 1%Pr de 8 pisos.

Piso	Viga	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$			Notas
		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	V1e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	8	-
	V1d	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	8	-
	V2e	5	16	0	0	5	20	0	0	2	8	8	-
	V3e	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	6	-
	V3d	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	6	-
	V4e	2	12	2	16	2	12	3	16	2	6	6	-
	V4d	2	12	2	16	2	12	3	16	2	6	6	-
2	V5e	2	12	2	16	2	12	3	16	2	6	6	-
	V1e	2	16	3	20	2	20	2	25	2	8	8	-
	V1d	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	8	-
	V2e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	8	-
	V3e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
	V3d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
	V4e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
3	V4d	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
	V5e	2	12	3	16	5	16	0	0	2	6	6	-
	V1e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	8	-
	V1d	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	8	-
	V2e	2	16	3	20	5	20	0	0	2	8	8	-
	V3e	2	12	3	16	2	12	4	16	2	6	6	-
	V3d	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	6	-
4	V4e	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	6	-
	V4d	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	6	-
	V5e	2	12	3	16	2	12	3	16	2	6	6	-
	V1e	2	16	2	20	2	16	4	20	2	8	8	-
	V1d	2	16	2	20	2	16	3	20	2	8	8	-
	V2e	2	16	2	20	2	16	3	20	2	8	8	-
	V3e	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	6	-
5	V3d	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	6	-
	V4e	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	6	-
	V4d	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	6	-
	V5e	5	12	0	0	2	12	3	16	2	6	6	-
	V1e	2	12	3	16	2	16	3	20	2	6	6	-
	V1d	2	12	3	16	2	16	3	20	2	6	6	-
	V2e	2	12	3	16	2	16	3	20	2	6	6	-
6	V3e	2	10	3	12	2	12	3	16	2	6	5	-
	V3d	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	-
	V4e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	-
	V4d	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	-
	V5e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	-
	V1e	5	12	0	0	5	16	0	0	2	6	6	-
	V1d	5	12	0	0	5	16	0	0	2	6	6	-
7	V2e	5	12	0	0	5	16	0	0	2	6	6	-
	V3e	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf
	V3d	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf
	V4e	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf
	V4d	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf
	V5e	2	10	3	12	5	12	0	0	2	6	5	inf
	V1e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
8	V1d	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
	V2e	2	10	3	12	2	12	2	16	2	6	5	inf
	V3e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V3d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V4e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V4d	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup
	V5e	2	10	3	12	2	10	3	12	2	6	5	inf + sup

### 3.7 Conclusões

Apresentou-se neste capítulo a primeira parte dum estudo comparativo que visa avaliar o desempenho de diversas metodologias de dimensionamento sísmico. A primeira parte do referido estudo consistiu no dimensionamento sísmico de diversas estruturas, efectuado com base em

análises lineares elásticas em que a acção sísmica é simulada por um conjunto de forças horizontais cujo cálculo envolve as referidas metodologias e vários regulamentos.

A observação dos resultados obtidos revela a maior permissividade do RSA (1983) e do REBAP (1983), em comparação com o EC2 (1998) e o EC8 (1994), quer ao nível de dimensões dos elementos estruturais, quer ao nível das pormenorizações de armadura.

Conclui-se, desta forma, que as estruturas de 8 pisos dimensionadas com base no RSA (1983) e no REBAP (1983) e associadas ao método Estático e ao método de Rayleigh poderão exhibir um comportamento consideravelmente distinto do exibido pelas estruturas dimensionadas com base no EC8 (1994) e no EC2 (1998), especialmente para intensidades da acção sísmica superiores à intensidade de projecto.

Das medidas mais influentes na pormenorização de armaduras referem-se as percentagens de armadura longitudinal mínima em vigas e em pilares definidas pelo EC8 (1994) que condicionam vigas a partir do piso 6 e pilares em toda a altura, em certas estruturas de 8 pisos.

Refere-se também que a influência das referidas disposições de armadura mínima é mais visível nas estruturas de 8 pisos do que nas de 4 pisos, dado o condicionamento, à partida, das dimensões dos elementos das estruturas associadas ao EC8 (1994) de modo a verificar o limite máximo regulamentar do coeficiente de sensibilidade, Eq. (3.4).

Da apreciação global dos resultados obtidos para as estruturas dimensionadas com base no EC2 (1998) e no EC8 (1994) e associadas ao método base do EC8 (1994) e ao método de Rayleigh, conclui-se que é de esperar um apreciável grau de sobredimensionamento destas estruturas relativamente à acção sísmica de projecto o que permite, igualmente, concluir que o seu comportamento não será inadequado mesmo para intensidades superiores à de projecto, ao contrário do esperado para as estruturas associadas ao REBAP (1983) e ao RSA (1983). O referido grau de sobredimensionamento que deriva da aplicação do EC8 (1994) é, no entanto, discutível, Tassios (1998), especialmente se atendermos ao facto do estudo realizado não contemplar estruturas irregulares.

No que respeita às estruturas onde foi considerado o dimensionamento baseado em deslocamentos, os aspectos enunciados relativamente às restantes estruturas são igualmente válidos, dado que a pormenorização de armaduras dessas estruturas ora foi baseada no REBAP(1983), ora foi baseada no EC8 (1994). Concretamente, em relação às estruturas de 4 pisos, com a excepção da estrutura DBD 1%, é verificado que, no caso da pormenorização de armaduras ser baseada no REBAP (1983), os pilares são substancialmente condicionados pela armadura longitudinal mínima, enquanto que, no caso da pormenorização de armaduras ser baseada no EC8 (1994), são as vigas que são condicionadas pela armadura longitudinal mínima em quase toda a altura. Relativamente às estruturas de 8 pisos, qualquer que seja o regulamento considerado,

observa-se que a armadura longitudinal dos pilares é condicionada pelas condições mínimas ao longo de toda a altura e a das vigas começa a sê-lo a partir do piso 6.

Atendendo às observações enunciadas, é possível concluir que, para estruturas de baixa altura (até 4 pisos) e para estruturas de altura média (até 8 pisos) associadas a deformadas laterais com deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, a partir de 1%, as disposições de armadura mínima, definidas pelo REBAP (1983), ou pelo EC2 (1998) dado serem similares, cuja formulação é efectuada de forma independente relativamente às disposições específicas para o dimensionamento sísmico preconizadas pelo EC8 (1994), são, para a maioria dos elementos, suficientes para garantir a estabilidade e a segurança duma estrutura associada ao dimensionamento baseado em deslocamentos para a acção sísmica de projecto.

A segunda parte deste estudo consiste na avaliação da resposta estrutural dos pórticos para os quais foi apresentada a pormenorização de armaduras, quando sujeitos a uma série de acelerogramas de intensidade crescente e é apresentada no capítulo 5. A avaliação dessa resposta recorre a análises não lineares dinâmicas planas cujos fundamentos essenciais são apresentados no capítulo seguinte.



## Capítulo 4

# Modelação Analítica do Comportamento de Estruturas de Betão Armado Sujeitas a Acções Sísmicas

### 4.1 Introdução

A maioria dos métodos correntes de dimensionamento sísmico de estruturas recorre, como apresentado nos capítulos anteriores, à definição de forças estáticas horizontais cuja função é simular os efeitos da actuação dum sismo sobre a estrutura, sendo o comportamento não linear da estrutura passível de ser mobilizado considerado de forma simplificada.

Atendendo a que o comportamento de estruturas porticadas sujeitas à acção sísmica resulta da resposta estrutural combinada dos seus elementos constituintes e verificando-se que a resposta global da estrutura a este tipo de acções repetidas e alternadas se desenvolve, muitas vezes, para além do seu limite elástico, o adequado conhecimento do comportamento dos diversos elementos estruturais para os diversos regimes de deformação a que podem estar sujeitos é fundamental para a caracterização e compreensão do comportamento evolutivo de estruturas sujeitas a este tipo de acção.

No entanto, apesar da importância do conhecimento da fenomenologia do comportamento dos diversos elementos estruturais em termos individuais, é igualmente importante a considera-

ção da forma como interação entre si. Sendo o comportamento de estruturas em pórtico globalmente condicionado pelas características de rigidez e resistência das vigas e pilares, a resistência estrutural é assegurada não só pelos valores individuais destes elementos como também pela distribuição e equilíbrio das solicitações pelos diversos elementos. Sendo consideradas, em geral, estruturas com um elevado grau de hiperstaticidade, a resposta estrutural em regime inelástico é essencialmente controlada pela redistribuição de esforços resultante da mudança de estado das zonas críticas. O dimensionamento dessas zonas deve garantir-lhes a possibilidade de se deformarem e de dissiparem energia de modo a que, sendo atingida a sua capacidade resistente, a resistência global não esteja comprometida, sendo garantida através da transmissão dos esforços para as zonas menos solicitadas.

Por outro lado, a natureza dinâmica da acção sísmica levanta o interesse na análise do comportamento estrutural ao longo do tempo, devendo essa análise acompanhar a evolução da resposta instantânea a instantânea de modo a que a interacção entre os diversos elementos se processe da forma mais realista possível e fornecendo, assim, informação acerca dos estados de carga e de deformação a que vão estando sujeitos.

Verifica-se, portanto, que uma avaliação da resposta dum estrutura quando sujeita a uma acção sísmica de forma mais realista requer, por um lado, modelos analíticos da estrutura mais refinados e, por outro, a consideração dum acção que reflecta com maior realismo as diferentes características dum sismo.

A primeira das condições implica, em alternativa à análise linear elástica, a necessidade de se considerar um tipo de análise que considere a evolução inelástica do comportamento dos elementos estruturais com o aumento da deformação. A consideração objectiva do comportamento não linear estrutural permite atender à redistribuição de esforços na estrutura que se verifica quando existe alteração no estado de deformação das secções da estrutura.

Na consideração do referido comportamento não linear das secções da estrutura é importante subdividir a fenomenologia global do comportamento das secções em dois aspectos do seu comportamento evolutivo. O primeiro está relacionado com o comportamento não linear de secções para carregamentos monotónicos crescentes, para os quais as curvas de comportamento das secções devem reflectir as variações de comportamento, em termos de rigidez, quando se ultrapassam os pontos críticos de fendilhação e de cedência. O segundo diz respeito ao comportamento das secções na resposta às acções repetidas e alternadas propriamente ditas cuja idealização recorre, geralmente, a modelos histeréticos das relações generalizadas força-deslocamento não lineares.

A segunda condição pressupõe a consideração dum acção que tenha em conta a dimensão temporal dum sismo, o seu carácter aleatório, o seu conteúdo em frequência e a sua grandeza, factores intimamente ligados ao mecanismo geomorfológico que o gera.

A junção destas duas condições conduz à utilização de ferramentas de análise estrutural em termos não lineares e dinâmicos, permitindo que o comportamento dum estrutura sujeita a uma acção sísmica possa ser analisado com maior realismo instante a instante.

Este tipo de análises viu a sua origem intimamente ligada à necessidade dum conhecimento adequado do comportamento de estruturas solicitadas por acções sísmicas, o qual fomentou o desenvolvimento de modelos de comportamento não linear estrutural que pudessem simular a resposta sísmica dos elementos estruturais. Consequentemente, a possibilidade de determinar essa resposta sísmica com maior realismo contribuiu consideravelmente para a verificação e calibração de disposições regulamentares.

Apresentam-se nas secções seguintes o modelo de análise não linear dinâmica e o modelo fenomenológico adoptados na representação do comportamento não linear ao nível da secção para acções sísmicas considerados para a verificação do dimensionamento de estruturas de betão armado. Não se pretende apresentar uma descrição aprofundada das diversas matérias a abordar, dado que exposições mais pormenorizadas podem ser encontradas nas diversas referências mencionadas, devendo, no entanto, ser suficiente para uma adequada compreensão das mesmas.

## 4.2 Fenomenologia do comportamento das secções estruturais

Na análise do comportamento de secções estruturais, é importante distinguir as deformações de flexão das deformações por esforço transversal como sendo aquelas que podem ser determinadas com base na hipótese de Bernoulli de que as secções inicialmente planas permanecem planas e perpendiculares ao eixo longitudinal do elemento após a deformação, Dias da Silva (1995). O esforço transversal provoca deformações adicionais que podem, em geral, ser determinadas relaxando a hipótese de Bernoulli de modo a que as secções não permaneçam perpendiculares ao eixo durante a deformação mas permaneçam planas. No caso geral da interacção entre o esforço transversal e o momento flector, a influência do esforço transversal nas deformações de flexão e a influência do momento flector nas deformações de corte são importantes e não devem ser desprezadas, especialmente na presença de comportamento não linear cíclico acentuado, CEB (1994). No entanto, quando os momentos flectores são relativamente elevados e os esforços transversos são baixos, equivalente a dizer que a razão de corte  $M/Vh$ , onde  $M$

e  $V$  são o momento flector e o esforço transversal instalados, respectivamente, e  $h$  é a altura da secção, deverá ser superior a 4, CEB (1994), as deformações derivadas da flexão condicionam o comportamento e podem ser calculadas com boa aproximação se desprezarmos o esforço transversal, Dias da Silva (1995) e CEB (1994).

Esta simplificação é bastante comum na avaliação do comportamento estrutural de secções e será igualmente considerada neste trabalho.

Considera-se, portanto, que as vigas são elementos estruturais essencialmente sujeitos à flexão simples e que os pilares são elementos essencialmente sujeitos à flexão desviada com esforço axial. Relativamente aos pilares, existe, no entanto, um importante aspecto a considerar de modo a que as deformações por esforço transversal possam ser efectivamente desprezadas. Verifica-se que para que o comportamento em flexão condicione o comportamento da secção, a resistência ao corte tem de ser consideravelmente superior à resistência à flexão porque, quando sujeita a carregamentos cíclicos, a resistência e a rigidez ao corte degradam-se mais rapidamente do que as respectivas grandezas de flexão, o que pode levar a que a rotura da secção se dê prematuramente por corte, CEB (1994).

Embora, como referido, os pilares sejam elementos sujeitos à flexão desviada com esforço axial, a consideração de sub-modelos planos para representação e análise do comportamento de estruturas porticadas regulares, como será considerado no desenvolvimento deste trabalho, implica que o comportamento em flexão dos pilares seja subdividido em duas flexões compostas quando pertencem a dois pórticos ortogonais.

O comportamento tridimensional da estrutura influencia diversos aspectos da resposta estrutural, nomeadamente, em termos da torção global da estrutura, que deriva da distribuição irregular de massa e de rigidez em planta e de assimetrias na distribuição das resistências, da admissibilidade do funcionamento das lajes como diafragmas rígidos capazes de distribuir as forças de inércia pelos elementos verticais, ou, ainda, da interacção inelástica que resulta essencialmente do facto de existirem elementos verticais sujeitos a acções simultâneas em duas direcções ortogonais, o que, quando o limite elástico é atingido pelo menos numa dessas direcções, pode agravar a resposta não linear do elemento se comparada com a que resulta da sobreposição do comportamento obtido segundo cada direcção separadamente, CEB (1994) e Coelho (1992). No entanto, o comportamento plano de pórticos que constituem a estrutura tridimensional representa uma importante contribuição na resposta global das estruturas porticadas, justificando-se, assim, a sua consideração neste trabalho.

### 4.3 Modelação analítica do comportamento das secções estruturais

A modelação do comportamento dos elementos estruturais de betão armado sujeitos a acções cíclicas baseia-se, geralmente, na idealização das zonas onde se localizam as solicitações inelásticas. Verifica-se que, de facto, o comportamento dum elemento estrutural é essencialmente condicionado pela forma como a exploração inelástica evolui até à situação de esgotamento das capacidades resistente e de deformação. Os elementos de betão armado são, portanto, considerados através da associação de sub-elementos com comportamento admitido elástico linear com sub-elementos representativos das zonas onde se admite que irá estar concentrado o comportamento não linear. Sob a acção de solicitações cíclicas, como a acção sísmica, tem sido observado a ocorrência de deformações inelásticas nas regiões das extremidades dos elementos estruturais. Os elementos podem, assim, ser idealizados admitindo que o comportamento não linear é descrito em termos das deformações inelásticas concentradas num ponto em cada extremidade ou concentradas num determinado comprimento fixo junto à extremidade (modelos de plasticidade concentrada) ou, por outro lado, considerando a distribuição das deformações inelásticas ao longo do comprimento do elemento (modelos de plasticidade distribuída).

A modelação do comportamento inelástico para carregamentos cíclicos recorre, como anteriormente referido, a modelos hysteréticos das relações generalizadas força-deslocamento não lineares. O comportamento hysterético das secções permite que uma parte da energia fornecida ao sistema estrutural por parte da excitação seja dissipada nas zonas onde ocorrem as deformações inelásticas, permitindo à estrutura ter menor resistência nesses locais do que seria necessário caso a resposta da secção fosse elástica linear.

Os modelos hysteréticos são geralmente estabelecidos com base na definição duma curva envolvente representativa da relação generalizada força-deslocamento monotónica e na definição dum determinado número de regras que controlam a evolução da resposta ao longo do carregamento. As regras do modelo hysterético permitem materializar situações de carga e descarga e de inversão do sentido da solicitação, tendo em conta determinadas características da resposta da secção, nomeadamente a degradação de rigidez ou de resistência, ou o efeito de aperto, “pinching”, e de escorregamento, “slipping”, que derivam da maior influência do esforço transversal na resposta, Eto e Takeda (1980) como referido por Varum (1995).

#### 4.3.1 Modelação analítica considerada

O modelo hysterético considerado consiste no modelo desenvolvido por Costa e Costa, Costa e Costa (1987), que pertence à família de modelos de comportamento hysterético que

constituem uma variação do modelo idealizado por Takeda, CEB (1994) e Costa e Costa (1987). Neste modelo, uma curva base trilinear estabelece a evolução do comportamento monotónico, diferenciado consoante o sentido de carga, caso as características resistentes da secção sejam assimétricas. Relativamente à relação entre a evolução da sollicitação e as características histeréticas da resposta, o modelo propõe a consideração da degradação da resistência com o aumento da deformação através da inclusão dum parâmetro baseado na acumulação da degradação, por efeito da repetição de ciclos de carga, em função da relação entre o deslocamento máximo atingido e o deslocamento último sob carregamento monotónico, Costa e Costa (1987). O modelo permite, ainda, idealizar a evolução das características da rigidez da resposta, nomeadamente a sua redução em descargas ocorridas após a cedência ter sido atingida e nas recargas em ciclos sucessivos, incluindo pequenos ciclos. Como característica igualmente importante do referido modelo importa salientar a consideração dos já referidos efeitos de aperto e de escorregamento que dependem da maior influência do esforço transversal, Costa e Costa (1987).

Este modelo histerético idealiza leis fenomenológicas, calibradas por ensaios estáticos de imposição de forças ou deslocamentos alternados, representativas das relações força-deslocamento associadas à resposta dos elementos estruturais através de sucessivos troços lineares cuja inclinação traduz a evolução da rigidez ao longo do processo de carga repetido e alternado. As regras consideradas para descrever o referido comportamento histerético baseiam-se no conhecimento de determinados pontos notáveis das relações força-deslocamento, os quais constituem as fronteiras entre os diversos ramos da resposta que definem a variação da rigidez.

Embora desenvolvido para relações entre forças generalizadas e deslocamentos generalizados, e, como anteriormente referido, atendendo ao comportamento predominantemente controlado pela flexão dos elementos estruturais de pórticos, a sua implementação informática na análise de pórticos planos de betão armado recorreu à definição do modelo histerético em termos de relações momento flector-curvatura, Varum (1995).

#### **4.3.1.1 Definição da curva envolvente monotónica trilinear**

A curva momento flector-curvatura que constitui a envolvente trilinear monotónica do comportamento histerético idealizado para as secções é calculada, neste trabalho, com base na proposta de Arêde e Pinto (1996).

Apesar da possibilidade de determinar este tipo de curvas de comportamento recorrendo à utilização de modelos de fibras, Bento (1996), Varum (1995) e Coelho (1992), considerou-se que a metodologia proposta por aqueles autores seria mais vantajosa.

Nos modelos de fibras as secções dos elementos estruturais para as quais se pretende determinar a envolvente trilinear são discretizadas em fatias ou fibras onde se considera separadamente o betão confinado, o betão não confinado do recobrimento e as armaduras da secção. Em geral, estes modelos têm dificuldade em simular os efeitos do esforço transversal ou do escorregamento entre as armaduras e o betão, embora o seu grau de precisão, directamente proporcional ao custo computacional do cálculo das referidas curvas, seja fundamentalmente condicionado pelo grau de precisão das leis tensão-deformação adoptadas para os materiais constituintes.

Neste tipo de modelos é admitido, em geral, que as secções inicialmente planas permanecem planas após a deformação o que permite determinar a extensão axial de qualquer fibra ou fatia da secção como função da extensão no centro de gravidade da secção e do valor da curvatura segundo o eixo de flexão considerado. Uma vez obtidas as extensões para cada fatia, as respectivas tensões podem ser obtidas pelas relações entre tensões e extensões consideradas para os materiais. Finalmente, o valor do momento flector na secção é determinado pela integração das tensões ao longo da área da secção.

A imposição incremental de curvaturas na secção permite, através da repetição do processo de cálculo acima definido, determinar os vários pontos que constituem a curva envolvente monotónica do comportamento da secção, para o intervalo de deformação escolhido. Pretendendo-se uma curva de comportamento constituída por três troços lineares cuja inclinação varia consoante seja ultrapassada a fendilhação ou a cedência, torna-se necessário ajustar esse modelo trilinear à curva resultante do modelo de fibras. Este processo é, naturalmente, moroso, dado o elevado número de secções a considerar numa estrutura, e sujeito a arbitrariedades que nem sempre representam a melhor opção para representação mais adequada do comportamento da secção.

Tais argumentos justificam a opção pelo método considerado para a definição das envolventes trilineares.

A formulação deste método está especificamente direccionado para o cálculo das referidas envolventes no caso de secções rectangulares e em T, calculando directamente os pontos de fendilhação, de cedência e último. Expõem-se, em seguida, os traços gerais da metodologia que permite calcular os referidos pontos notáveis das curvas trilineares de comportamento podendo encontrar-se exposições mais detalhadas em Arêde (1997) e Arêde e Pinto (1996).

#### 4.3.1.1.1 Definição dos modelos materiais considerados

##### Aço

O comportamento do aço é descrito por um modelo bilinear com endurecimento, Fig. 4.1, em que os parâmetros de controlo são a extensão de cedência  $\varepsilon_y$ , a respectiva tensão de cedência  $f_y$  e o módulo plástico  $E_{sh}$ , sendo assumidas idênticas as propriedades do modelo em tracção e em compressão. O ramo plástico de tracção é válido até ao ponto máximo onde se assume que ocorre a rotura cuja tensão é  $f_m$  e a extensão é  $\varepsilon_m$ , sendo o valor desta última, geralmente, 10%.

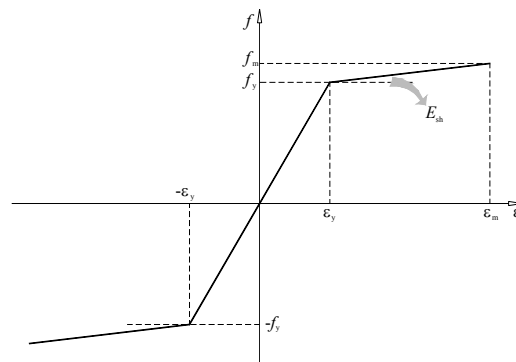


Fig. 4.1 – Modelo analítico do comportamento do aço.

##### Betão

O modelo adoptado para o comportamento do betão assenta nas seguintes características:

- Em compressão, considera-se um diagrama parabólico até ao ponto de tensão máxima  $f_{cm}$ , e extensão de pico  $\varepsilon_{cm}$ , ao qual se segue um ramo linear decrescente até atingir um patamar residual de tensão com o valor  $f_{cr}$ .
- Em tracção, considera-se um ramo elástico linear até se atingir a resistência à tracção do betão,  $f_{ct}$ , valor a partir do qual a resistência à tracção do betão se anula.

Em termos de compressão, o diagrama pode ser definido pelas funções representadas na Fig. 4.2 e associadas às Eq. (4.1), (4.2) e (4.3) onde  $Z_m$  se refere à inclinação do ramo decrescente da curva de comportamento do betão. Os diversos parâmetros intervenientes dependem da resistência do betão à compressão, da extensão de pico e do grau de confinamento do betão.

$$f_{c1}(\varepsilon_c) = f_{cm} \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}} \right)^2 \right] \quad (4.1)$$

$$f_{c2}(\varepsilon_c) = f_{cm} [1 - Z_m (\varepsilon_c - \varepsilon_{cm})] \quad (4.2)$$

$$f_{c3}(\varepsilon_c) = f_{cr} \quad (4.3)$$

De acordo com Arêde e Pinto (1996), citando Park, Priestley e Gill (1982), a tensão  $f_{cm}$  e a extensão  $\varepsilon_{cm}$  podem ser definidas por:

$$f_{cm} = k f_{c_0} \quad (4.4)$$

$$\varepsilon_{cm} = k \varepsilon_{c_0} \quad (4.5)$$

onde  $f_{c_0}$  e  $\varepsilon_{c_0}$  representam a tensão máxima e respectiva extensão obtidos de ensaios de compressão em provetes cilíndricos, e  $k$  é um parâmetro que pretende ter em conta o grau de confinamento da secção e vem expresso por:

$$k = 1 + \rho_t \frac{f_{y_t}}{f_{c_0}} \quad (4.6)$$

onde  $\rho_t$  representa o factor de confinamento, definido como o volume de armadura transversal por unidade de comprimento dividido pela área do núcleo de betão confinado, e  $f_{y_t}$  é a tensão de cedência do aço das armaduras transversais.

A inclinação  $Z_m$  é definida, de acordo com Arêde e Pinto (1996), citando Park, Priestley e Gill (1982), por:

$$Z_m = \frac{1}{2 \left( \frac{3 + 0.29 f_{c_0}}{145 f_{c_0} - 1000} + \frac{3}{4} \rho_t \sqrt{\frac{b'}{s}} - k \varepsilon_{c_0} \right)} \quad (4.7)$$

onde  $f_{c_0}$  vem expresso em MPa,  $b'$  é a largura do núcleo de betão confinado e  $s$  é o espaçamento da armadura transversal.

Para a completa definição do comportamento pós-pico do betão apenas falta definir a tensão residual  $f_{cr}$  cujo valor é, geralmente, considerado como sendo 20% de  $f_{cm}$  para betão confinado.

Apresenta-se na Fig. 4.2 o diagrama global do comportamento do betão confinado.

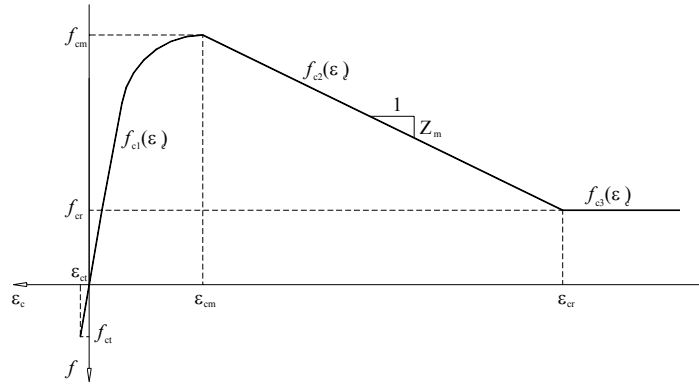


Fig. 4.2 – Modelo analítico do comportamento do betão confinado.

As expressões acima apresentadas são igualmente válidas para a representação do betão não confinado considerando nulos os valores de  $\rho_t$  e de  $f_{cr}$ . Assim, para o caso de betão não confinado as Eq. (4.1), (4.2) e (4.3) transformam-se em:

$$f_{cm} = f_{c_0} \quad (4.8)$$

$$\varepsilon_{cm} = \varepsilon_{c_0} \quad (4.9)$$

$$Z_m = \frac{1}{2 \left( \frac{3 + 0.29 f_{c_0}}{145 f_{c_0} - 1000} - \varepsilon_{c_0} \right)} \quad (4.10)$$

#### 4.3.1.1.2 Diagrama base momento flector-curvatura numa secção de betão armado

Uma secção de betão armado sujeita à flexão exhibe, na generalidade dos casos, um diagrama momento flector-curvatura,  $M - \varphi$ , que segue a linha a traço interrompido esquematicamente definida na Fig. 4.3.

O comportamento do diagrama após se ter atingido a fendilhação, ponto C, deve-se ao facto de logo após a fendilhação da fibra mais traccionada se verificar uma transferência da sua

tensão de tracção para a armadura de tracção e para as fibras de betão vizinhas que ainda não atingiram a fendilhação. Para curvaturas crescentes, tal significa que a resultante das tensões de tracção no betão diminui, tal como a sua contribuição para o momento instalado, enquanto a tensão na armadura de tracção aumenta, tal como a sua contribuição para o momento instalado. Dado que o momento instalado resulta da sobreposição das duas referidas contribuições com evolução em sentidos opostos, verifica-se que esse momento atinge um valor mínimo, valor até ao qual a parcela de redução do momento instalado que deriva do betão é condicionante. A partir desse ponto o comportamento da secção é controlado pela parcela de aumento do momento instalado que resulta da armadura de tracção, o que permite ao momento flector instalado aumentar de valor, aproximando-se a rigidez da secção da chamada rigidez fendilhada, que consiste na rigidez calculada desprezando o betão abaixo do eixo neutro.

Importa referir que a presença de esforço axial altera a forma apresentada do diagrama  $M - \varphi$ , em particular, a transição após a fendilhação.

A cedência da secção, ponto Y, é atingida quando a armadura traccionada atinge a tensão de cedência, altura em que algumas fibras do betão comprimido podem exibir comportamento não linear. Por esta razão, o andamento do diagrama tende a ser mais curvilíneo na vizinhança do ponto de cedência.

Entre o ponto de cedência e o ponto último, ponto U, a resposta estrutural é altamente não linear devido ao comportamento não linear dos materiais para este regime de deformações, sendo o ponto último, geralmente, determinado quando ao aço ou o betão atingem uma determinada extensão.

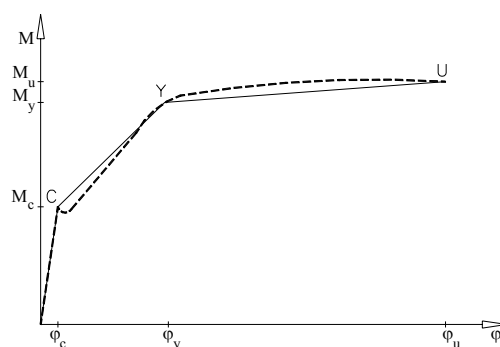


Fig. 4.3 – Diagrama momento flector-curvatura.

Observando o comportamento da secção apresentada na Fig. 4.3, verifica-se ser possível aproximar esse comportamento sobrepondo-lhe uma curva trilinear que passa pelos pontos C, Y e U.

#### 4.3.1.1.3 Definição dos pontos notáveis da envolvente trilinear

##### Ponto de fendilhação

A determinação do ponto de fendilhação da secção resulta das seguintes considerações:

- Assume-se a fendilhação da secção quando a sua fibra mais traccionada atinge a tensão  $f_{ct}$ .
- Considera-se válida a hipótese de Bernoulli de que as secções inicialmente planas permanecem planas após a deformação
- Considera-se a secção homogeneizada em betão sendo o correspondente coeficiente de homogeneização dado por:

$$m = \frac{E_s}{E_c} \quad (4.11)$$

onde  $E_s$  e  $E_c$  são, respectivamente, os módulos de elasticidade longitudinal do aço e do betão.

Atendendo a estas considerações, o momento flector de fendilhação  $M_c$  é obtido por:

$$M_c = f'_{ct} \frac{I_T}{z_t} - N \cdot e_N \quad (4.12)$$

onde  $I_T$  representa o momento de inércia da secção homogeneizada,  $N$ , o esforço axial actuante, e  $f'_{ct}$ , a tensão máxima de tracção corrigida para ter em conta a existência de esforço axial, a coordenada  $z_t$  e a excentricidade  $e_N$  são definidas por:

$$f'_{ct} = f_{ct} - \frac{N}{A_T} \quad (4.13)$$

$$z_t = h - d_G \quad (4.14)$$

$$e_N = d_{cg} - d_G \quad (4.15)$$

onde  $A_t$  é a área homogeneizada da secção,  $h$  é a altura da secção,  $d_G$  representa a posição do centro de gravidade da secção homogeneizada e  $d_{cg}$  representa a posição do centro de gravidade da secção rectangular de betão.

Por seu lado a curvatura de fendilhação vem definida por:

$$\varphi_c = \frac{\varepsilon_{ct}}{h - d_e} \quad (4.16)$$

onde  $\varepsilon_{ct}$  representa a extensão de tracção na fibra de betão mais traccionada e  $d_e$  é a profundidade do eixo neutro definida por:

$$d_e = d_G - \left( \frac{N}{f'_{ct} A_T} z_t \right) \quad (4.17)$$

#### *Processo unificado para a determinação do ponto de cedência e do ponto último*

Enquanto que para o ponto de fendilhação é possível definir expressões explícitas que permitem a sua determinação, a definição de qualquer outro ponto após a fendilhação é mais complexa. No método considerado é definido um processo unificado cujos pressupostos gerais podem ser aplicados à determinação de qualquer ponto pretendido.

Associado a cada ponto da curva de comportamento que se pretende determinar define-se uma determinada extensão  $\varepsilon_a$  que é atingida numa fibra de profundidade  $d_a$ , medida a partir da fibra mais comprimida. Este critério define um ponto fixo do perfil de extensões na secção restando determinar um segundo ponto, geralmente o correspondente à profundidade do eixo neutro  $d_0$ , de modo a que fique totalmente definido o perfil de extensões da secção pretendida.

Para estas condições são formuladas as equações de equilíbrio de esforço axial e de momentos flectores considerando as contribuições parcelares do betão confinado, do betão não confinado e do aço, que permitem determinar a profundidade do eixo neutro pretendida. No entanto, dado que as tensões no aço e no betão dependem do perfil de extensões a determinar, há que admitir uma solução inicial para o valor de  $d_0$ .

A partir desta estimativa inicial, as equações de equilíbrio podem ser resolvidas conduzindo a um novo valor de  $d_0$  que deverá atender a determinadas condições de fronteira definidas e que gera um novo perfil de extensões para a secção. Pretendendo-se que o valor de  $d_0$  com que o processo formula as referidas equações de equilíbrio seja igual ao que resulta da resolução das

mesmas, a resolução iterativa do problema torna-se, então, necessária até que a referida coincidência se verifique.

Uma vez determinado o valor final de  $d_0$ , o perfil de extensões da secção fica perfeitamente definido podendo ser calculado o valor da curvatura e do momento flector instalado correspondente.

O esquema de determinação de qualquer ponto da curva  $M - \varphi$  assenta neste método apenas mudando o critério específico do valor da extensão imposta  $\varepsilon_a$  e da sua localização  $d_a$ .

Assim, para o ponto de cedência são definidos dois critérios específicos possíveis:

- A fibra mais traccionada do aço atinge a extensão de cedência  $\varepsilon_y$ .
- A fibra mais comprimida do betão confinado atinge a extensão máxima  $\varepsilon_{cm}$

Em geral, o primeiro critério é condicionante para secções de vigas onde o esforço axial é nulo, ou muito baixo, conduzindo a extensões de compressão no betão de baixo valor. Por oposição, o segundo critério é condicionante nas secções dos pilares dado que o esforço axial instalado pode induzir extensões de compressão elevadas. Caso este critério seja efectivamente condicionante, a extensão de tracção no aço está, geralmente, bastante afastada da extensão de cedência.

Ambos os critérios são analisados pelo processo descrito sendo o ponto de cedência pretendido associado ao critério que conduz ao menor valor da curvatura da secção.

Para o ponto último são igualmente definidos os seguintes critérios possíveis:

- A fibra mais traccionada do aço atinge uma extensão máxima pré-definida, em geral, 10%.
- A fibra mais comprimida do betão confinado atinge a extensão residual  $\varepsilon_{cr}$  correspondente à tensão residual  $f_{cr}$ .

No caso deste último critério é tido em conta que o betão não confinado do recobrimento já sofreu destacamento, não sendo, por isso, considerado.

Tal como acontece com a determinação do ponto de cedência, ambos os critérios são analisados sendo o ponto último pretendido associado ao critério que conduz ao menor valor da curvatura da secção.

### 4.3.2.1 Regras do modelo hysterético considerado

Conhecidos, para cada secção, os pontos críticos de fendilhação, de cedência e último, em ambos os sentidos de flexão, determinados pelo o método definido em 4.3.1, a sua união permite definir a curva momento flector-curvatura trilinear pretendida e que caracteriza o comportamento da secção. A consideração deste tipo de curvas de comportamento em formulações de cálculo estrutural em que as principais variáveis são deslocamentos generalizados, como por exemplo o método dos deslocamentos, implica que as referidas curvas de comportamento não sejam caracterizadas pelos seus pontos críticos mas sim através de três inclinações, para cada sentido de flexão, que caracterizam a rigidez de cada tramo, e dois pontos, correspondentes às curvaturas onde se verificam as mudanças de direcção dos tramos. Enumeram-se, em seguida, os cinco parâmetros que definem as leis trilineares para cada sentido de flexão, sendo o seu significado ilustrado pela Fig. 4.4:

$K_0$  – Rigidez inicial (tramo 1)

$K_1$  – Rigidez após a fendilhação (tramo 2)

$K_2$  – Rigidez após a cedência (tramo 3)

$\varphi_c$  – Curvatura de fendilhação

$\varphi_y$  – Curvatura de cedência

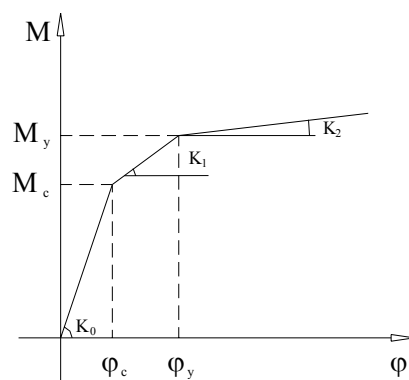


Fig. 4.4 – Parâmetros de identificação da envolvente monotónica trilinear.

O comportamento cíclico e hysterético é traduzido pelo já referido modelo analítico desenvolvido por Costa e Costa, Costa e Costa (1987), apresentando-se de seguida as regras que lhe servem de base.

O modelo comporta-se como um modelo bilinear sem degradação de rigidez e resistência enquanto a curvatura máxima absoluta, em cada passo, não ultrapassar o valor  $\varphi_y$ , correspondente à curvatura de cedência. Quando a curvatura máxima absoluta  $\varphi_{m\acute{a}x}$  ultrapassar  $\varphi_y$  e

existir uma inversão do carregamento verifica-se uma degradação de rigidez nesse troço de descarga, ilustrada na Fig. 4.5 e quantificada pela Eq. (4.18), em que  $K_d$  define a rigidez de descarga,  $K_e$  é a, já referida, rigidez fendilhada, equivalente aos dois primeiros troços da curva base, e  $\alpha$  um parâmetro que varia entre 0 e 0.5 cuja função é representar a importância da degradação de rigidez. Salienta-se que este parâmetro é o mesmo que faz parte da Eq. (2.47) e que foi designado por  $a$  no capítulo anterior.

$$K_d = K_e \left| \varphi_y / \varphi_{m\acute{a}x} \right|^\alpha \quad (4.18)$$

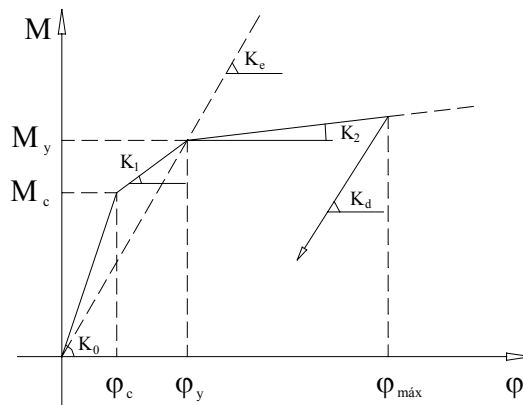


Fig. 4.5 – Inversão do sentido do carregamento (descarga).

Existe, ainda, degradação de rigidez quando se verifica uma inversão do sinal do momento flector, correspondendo a uma recarga, como se pode observar na Fig. 4.6, sendo essa degradação quantificada em função do valor máximo absoluto do momento  $M_{m\acute{a}x}$  e da curvatura  $\varphi_{m\acute{a}x}$  do ciclo anterior, através da Eq. (4.19), onde  $K_r$  representa a rigidez de recarga a partir do ponto onde se verifica a passagem por zero do momento, o ponto  $\varphi_r$  :

$$K_r = \frac{M_{m\acute{a}x}}{\varphi_{m\acute{a}x} - \varphi_r} \quad (4.19)$$

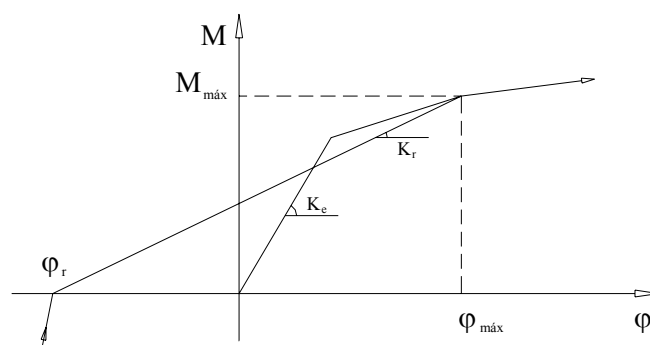


Fig. 4.6 – Inversão do sinal do momento flector (recarga).

O fenómeno de degradação da rigidez deve-se, fundamentalmente, à fendilhação do betão, que se verifica quando existe descarga ou recarga, diminuindo a inclinação do diagrama momento flector-curvatura. Assim, quanto maior for o número de ciclos, maior a fendilhação da secção, atingindo-se cada vez maiores deformações para iguais níveis de esforço.

O efeito de aperto verifica-se quando, após a abertura dum fenda com plastificação da armadura, se dá uma inversão do carregamento verificando-se o fecho da fenda. Para que a fenda se feche é necessário que a armadura recupere a sua deformação plástica, sendo esta recuperação efectuada com uma rigidez da secção muito mais baixa, devido ao betão estar inactivo e apenas funcionar a armadura à compressão, e portanto com maiores deformações para iguais incrementos de esforço. Para este efeito contribui também o facto do esforço transversal assumir bastante predominância relativamente ao momento flector, nesta zona em que a área de corte se apresenta bastante reduzida devido à elevada fendilhação. Então, quando se inicia a recarga ocorrem deformações bastante elevadas até que a fenda se feche, momento a partir do qual o betão começa a ser comprimido, e a secção a aumentar a sua rigidez. Na altura em que a área de corte se encontra diminuída, considera-se no início de cada recarga um valor de rigidez menor, determinado a partir da Eq. (4.20), até se atingir a recta definida pela origem das coordenadas e o ponto com curvatura máxima no ciclo anterior. Desta forma, ilustrado na Fig. 4.7, o tramo correspondente à recarga é dividido em dois troços, troços 8 e 9, no caso de recarga positiva, e troços 12 e 13, no caso de recarga negativa, em que o primeiro troço apresenta uma inclinação,  $K$ , dada pela expressão

$$K = M_{máx} / (\varphi_{máx} - \varphi_r) (\varphi_y - \varphi_{máx})^\beta \quad (4.20)$$

onde o parâmetro  $\beta$ , que depende da importância do esforço transversal e varia entre 0 e 0.5, pode ser determinado em função da relação  $L/d$ , onde  $L$  é o vão do elemento e  $d$  é a sua altura útil, através da Eq. (4.21), Roufaiel e Meyer (1987), como referido por Varum (1995). O segun-

do troço da recarga, como se referiu, tem a inclinação da recta que une a origem das coordenadas ao ponto correspondente à máxima curvatura obtida no ciclo anterior.

Salienta-se que este parâmetro é o mesmo que faz parte da Eq. (2.47) e que foi igualmente designado por  $\beta$  no capítulo anterior.

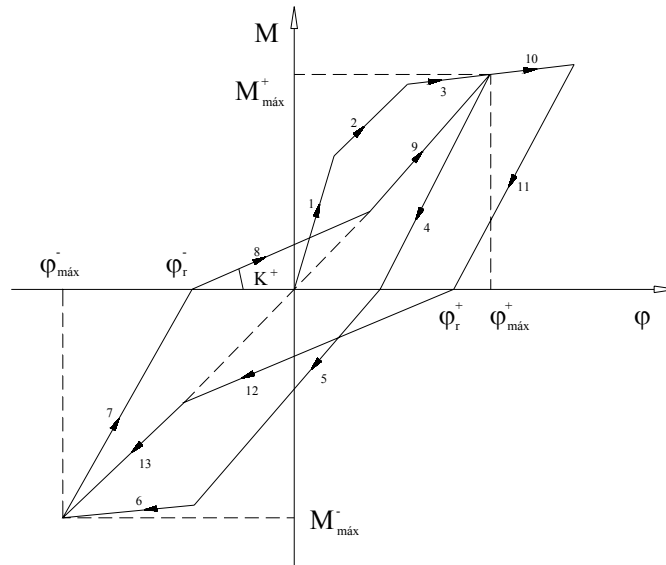


Fig. 4.7 – Efeito de aperto.

$$\begin{cases} \beta = 0.5 & \text{se } L/d < 15 \\ \beta = 0.8 - 0.2L/d & \text{se } 15 \leq L/d < 4 \\ \beta = 0 & \text{se } L/d \geq 4 \end{cases} \quad (4.21)$$

Devido às repetições de carga e descarga, o momento máximo mobilizado vai diminuindo em função da degradação acumulada, sendo, portanto, a degradação de resistência dependente do número de ciclos efectuados. Neste caso, o ramo de recarga  $K_r$ , passa a ser definido pela mesma curvatura máxima, mas por um momento inferior ao atingido num ciclo anterior, como se pode visualizar na Fig. 4.8. O momento máximo a atingir pelo ciclo corrente,  $M'_{máx}$ , é obtido através da Eq. (4.22), em que  $M_{máx}$  corresponde ao momento máximo absoluto do ciclo anterior e  $PD$  é um parâmetro de degradação de resistência, que varia entre zero e um, obtido a partir dum parâmetro  $\gamma$ .

$$M'_{máx} = (1 - PD)M_{máx} \quad (4.22)$$

O valor de  $PD$  está relacionado com o parâmetro  $\gamma$  pela Eq. (4.23), em que  $n$  é uma constante calibrada por ensaios experimentais.

$$PD = \frac{e^{n\gamma} - 1}{e^n - 1} \quad (4.23)$$

O parâmetro  $\gamma$  proposto por Wang e Shah (1987), como referido por Varum (1995), baseia-se no conceito de degradação acumulada em que a degradação dum elemento sujeito a forças cíclicas se admite depender do máximo deslocamento generalizado experimentado por esse elemento em cada ciclo e, aplicando-o ao caso da flexão, vem definido por

$$\gamma = c \sum_{i=1}^N \frac{\varphi_i}{\varphi_u} \quad (4.24)$$

onde  $c$  representa uma constante inferior à unidade cujo valor deve ser obtido por ensaios experimentais,  $\varphi_i$  é a curvatura máxima atingida no ciclo  $i$ ,  $\varphi_u$  é a curvatura última e  $N$  é o número de ciclos.

Relativamente às constantes  $c$  e  $n$ , e com base em diversos ensaios experimentais, os referidos autores sugerem que sejam considerados  $n = 1$  e  $c = 0.1$ .

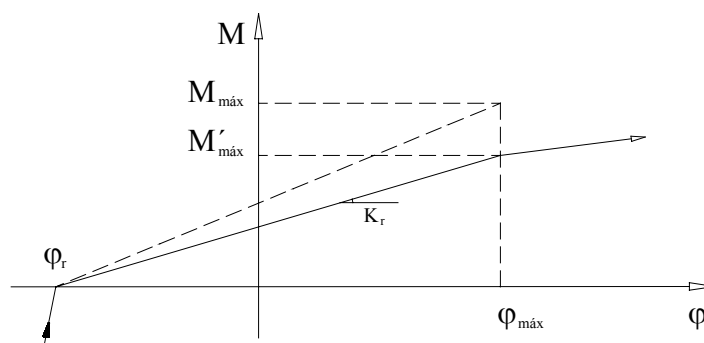


Fig. 4.8 – Recarga com degradação de resistência.

## 4.4 Modelação estrutural

### 4.4.1 Caracterização dos elementos de barra

Tendo em vista a simulação do comportamento não linear dos elementos estruturais sujeitos a carregamentos alternados, para os quais se verificam, como já foi atrás salientado, uma concentração de incursões inelásticas nas suas extremidades que originam a formação de rótulas plásticas, idealizaram-se elementos de barra planos constituídos pela associação em série de três sub-elementos. Nas zonas extremas do elemento de barra estão localizados dois sub-elementos

com comportamento inelástico, sendo a zona central constituída por um único sub-elemento com comportamento elástico e linear. Nesta zona central a rigidez mantém-se constante, sendo definida pela resistência não fendilhada da sua secção, enquanto os sub-elementos com comportamento inelástico, junto às extremidades do elemento de barra, seguem as leis do modelo hysterético anteriormente descritas. Assim, estes sub-elementos extremos, designados por rótulas plásticas, representam as zonas onde se desenvolve o comportamento não linear, admitindo-se que a curvatura é constante ao longo do seu comprimento e igual ao valor que assumir na sua secção média. O comprimento da rótula plástica tem, evidentemente, influência primordial no comportamento plástico dos elementos de barra sendo o seu estudo abordado mais à frente.

Para estes elementos de barra planos, que integrarão a modelação estrutural, foram considerados apenas graus de liberdade nas suas extremidades, representados na Fig 4.9, existindo em cada extremidade uma rotação em torno do eixo perpendicular ao plano e dois deslocamentos, um na direcção do eixo da barra e outro na sua direcção perpendicular.

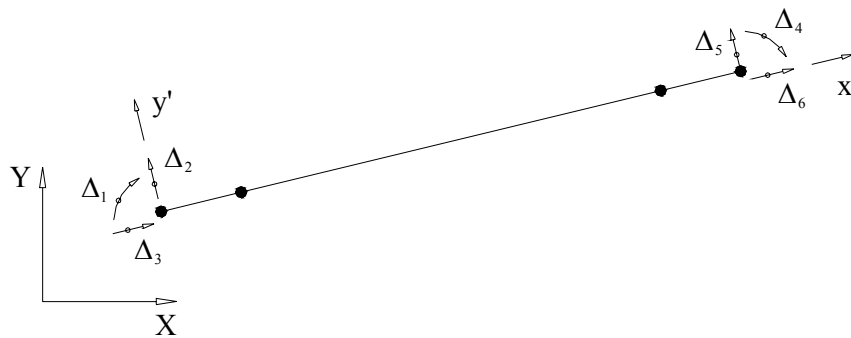


Fig. 4.9 – Elemento de barra com seis graus de liberdade.

#### 4.4.2 Matriz de rigidez do elemento de barra

A determinação da matriz de rigidez dum elemento estrutural, constituído como se viu por três sub-elementos, é efectuada a partir da matriz de rigidez de cada um dos sub-elementos através dum processo de condensação estática, de acordo com a metodologia habitual em análise matricial de estruturas, em que se retêm os seis graus de liberdade das suas extremidades. Para tal, começa-se por constituir uma matriz de rigidez do elemento a partir da associação em série de três sub-elementos com diferentes valores de rigidez à flexão, condensando, posteriormente, aos graus de liberdade das suas extremidades, Varum (1995), Fig. 4.10.

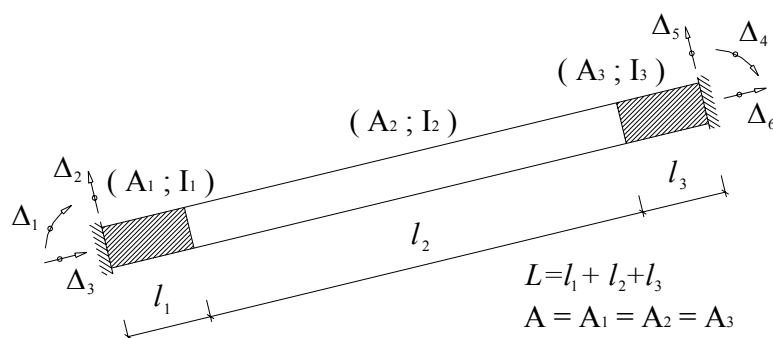


Fig. 4.10 – Elemento de barra como associação de três sub-elementos.

### 4.4.3 Comprimento de rótula plástica

O comprimento das zonas extremas do elemento de barra com comportamento não linear, representado na Fig. 4.11, ou seja o comprimento das rótulas plásticas,  $l_p$ , é um dos aspectos mais importantes para a definição do elemento de barra, uma vez que se assume concentrar-se nesses sub-elementos o comportamento não linear. Ao longo do comprimento  $l_p$  considera-se que as curvaturas são constantes e com um valor correspondente ao da secção média desse sub-elemento, calculado a partir do respectivo momento flector.

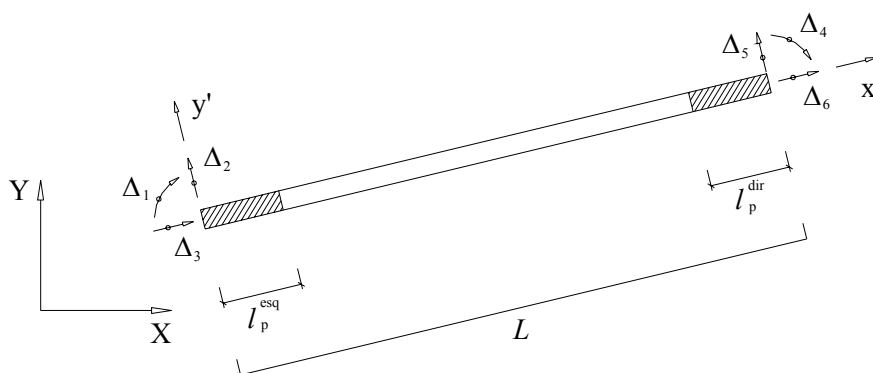


Fig. 4.11 – Comprimento das rótulas plásticas.

O comprimento da rótula plástica depende fundamentalmente da extensão da zona onde existe plastificação das armaduras longitudinais. No entanto, existem outros fenómenos, ilustrados na Fig. 4.12, como o chamado efeito de “yield penetration”, que corresponde à rotação adicional, na secção do encastramento, provocada pela impossibilidade física de existir uma brusca variação da curvatura de zero para o seu valor máximo num comprimento infinitesimal, e o “alastamento” da rótula plástica, que consiste na inclinação das fendas devido ao efeito do esforço transversal, quando a hipótese das secções planas deixa de ser válida e as tensões e defor-

mações nas armaduras são superiores às calculadas, Vaz (1992), como referido por Varum (1995).

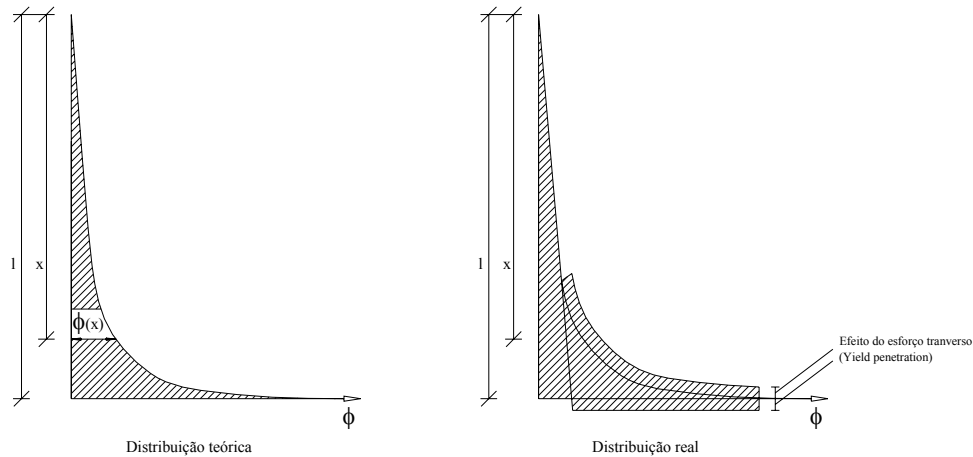


Fig. 4.12 – Distribuição teórica e real das rotações para a rótula plástica.

Priestley e Park (1984), como referido por Varum (1995), com base em ensaios realizados na Universidade de Canterbury, Nova Zelândia, consideraram como estimativa razoável para o comprimento da rótula plástica metade da altura da secção. Mais tarde, Park e Priestley (1987), como referido por Bento (1996), baseando-se em ensaios igualmente realizados na mesma instituição em pilares de pontes considerando diversos níveis de esforço axial propuseram a seguinte fórmula:

$$l_p = 0.08L + 6\phi_l \quad (4.25)$$

onde  $L$  é o comprimento do elemento e  $\phi_l$  é o diâmetro da armadura longitudinal em m.

Mais tarde, Vaz (1992), como referido por Varum (1995), através de análises numéricas em que as zonas críticas foram discretizadas num número significativo de elementos não lineares (5 a 10), concluiu que o comprimento de rótula plástica assume valores que estão compreendidos entre metade da altura e a altura da secção para secções rectangulares.

Finalmente, salienta-se que o EC8 (1994) define, na Parte 1 referente a edifícios, valores para os comprimentos das zonas críticas de potencial formação de rótulas plásticas em função das diversas classes de ductilidade, apresentando separadamente valores para vigas e pilares. Os valores preconizados pelo EC8 (1994) para as dimensões destas zonas críticas, para as quais este regulamento impõe medidas especiais, especialmente no que respeita à pormenorização da armadura transversal, são intencionalmente superiores aos valores do comprimento de rótula plástica acima discutidos de modo a garantir uma certa margem de segurança.

## 4.5 Algoritmo da análise estrutural dinâmica

Para se proceder à determinação da resposta sísmica tomou-se como base um programa de cálculo automático, desenvolvido por Varum (1995), que permite a análise dinâmica de estruturas reticuladas planas com comportamento não linear. Apresenta-se, neste ponto e de uma forma sintética, os aspectos mais relevantes que o algoritmo de análise estrutural contempla.

### 4.5.1 Matriz de rigidez

A relação entre forças,  $F$ , e deslocamentos nodais,  $u$ , é traduzida pela matriz de rigidez global  $K$  da estrutura:

$$F = K \cdot u \quad (4.26)$$

Esta matriz é obtida por um processo de espalhamento, a partir das contribuições das matrizes de rigidez dos elementos de barra individuais, em que a matriz de rigidez das barras em que se considera comportamento não linear é determinada pelo processo descrito em 4.4. Assim, cada coeficiente da matriz global é calculado através da soma apropriada dos coeficientes da matriz de cada elemento de barra associados aos correspondentes deslocamentos nodais da estrutura.

Uma vez que a matriz de rigidez de cada elemento de barra é construída num sistema de eixos ligado ao elemento (referencial local), é necessário efectuar a sua transformação para o referencial geral da estrutura, de modo a que se possa obter a matriz de rigidez global por espalhamento das matrizes de rigidez dos elementos estruturais, Varum (1995).

### 4.5.2 Matriz de massa

Para a representação das características de inércia da estrutura, utiliza-se a clássica matriz de massa  $M$  associada aos graus de liberdade considerados na discretização da estrutura. Esta matriz permite obter as forças nodais  $I$ , correspondentes a forças de inércia, que se desenvolvem nos elementos da estrutura quando esta está sujeita a um campo de acelerações nodais  $\ddot{u}$ :

$$I = M \cdot \ddot{u} \quad (4.27)$$

A determinação da matriz de massa global da estrutura  $M$  é efectuada de forma análoga à descrita para a matriz de rigidez, por espalhamento das matrizes de massa de cada elemento de barra depois da sua transformação para o referencial geral da estrutura, Varum (1995).

#### 4.5.3 Matriz de amortecimento

As características do amortecimento viscoso da estrutura, quando sujeita a uma acção dinâmica, traduzem-se pela consideração de forças de amortecimento em todos os graus de liberdade da estrutura, dependentes das velocidades associadas a esses graus de liberdade. A matriz de amortecimento  $C$  da estrutura que relaciona as forças de amortecimento nodais  $D$  com o vector de velocidades nodais  $\dot{u}$  é

$$D = C \cdot \dot{u} \quad (4.28)$$

sendo  $C$  obtida através da combinação linear das matrizes de massa e rigidez da estrutura (amortecimento de Rayleigh) através de

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K \quad (4.29)$$

As constantes  $\alpha$  e  $\beta$  podem ser determinadas impondo-se o valor do amortecimento que se pretende em quaisquer dois modos de vibração da estrutura, Clough e Penzien (1993).

No entanto, quando se procede a análises com grandes incursões em regime não linear, verifica-se uma grande dissipação de energia nas zonas com comportamento não linear, podendo ser considerado nulo o amortecimento viscoso da estrutura quando comparado com o que resulta da dissipação de energia por histerese, sendo, neste caso,  $\alpha$  e  $\beta$  nulos.

#### 4.5.4 Análise dinâmica

Para a resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico foi adoptado um método de integração directa, por ser o mais adequado à resolução de problemas dinâmicos em que se considere o comportamento não linear. Dos métodos correntemente usados foi escolhido o método de Newmark, um método preciso e incondicionalmente estável.

O passo de integração a adoptar é definido de modo a garantir a precisão do algoritmo de resolução do sistema de equações de equilíbrio. Enquanto em análises lineares dinâmicas se

recomenda que o passo de integração seja inferior a  $1/10$  do menor período da estrutura cuja contribuição se pretende ver incluída na resposta, no caso de análises não lineares dinâmicas, o valor utilizado neste trabalho deverá ser cerca de  $1/100$  do referido período.

#### 4.5.5 Tratamento da não linearidade material

O procedimento adoptado para o tratamento da não linearidade material baseou-se numa análise incremental das equações estruturais, trabalhando-se em cada instante com a rigidez real instalada nas diversas secções. Esta formulação incremental está associada à subdivisão em pequenos incrementos da solicitação exterior e à linearização das relações constitutivas do comportamento estrutural em cada incremento, sendo a resposta da estrutura obtida pela sucessão de estados de equilíbrio no final de cada incremento. Correntemente, utilizam-se processos iterativos para garantir esse equilíbrio, no entanto, tal não se verifica neste trabalho uma vez que as leis do comportamento material das secções são admitidas lineares por troços, apenas existindo em alguns pontos a mudança de rigidez desses troços, de modo a traduzir a não linearidade das secções em betão armado.

Desta forma, quando for detectada uma mudança de rigidez de alguma secção o programa corrige a rigidez e recalcula as deformações para o mesmo incremento de carga, havendo apenas avanço para o incremento seguinte quando se verificar que em todas as secções não existiu qualquer alteração da rigidez.

Assim, o modelo unicamente corrige a rigidez nos pontos de transição do incremento de carga podendo, esta simplificação, introduzir alguns erros, que podem ser bastante reduzidos e até desprezados no caso de se considerar o passo de integração e por consequência o incremento de solicitação suficientemente pequenos.

A formulação incremental considerada no programa desenvolvido apresenta, ainda, a vantagem de permitir realizar análises não lineares estáticas, bastando para o efeito considerar as matrizes de massa e de amortecimento da estrutura nulas.

#### 4.6 Modelação do dano estrutural

A caracterização e quantificação dos danos estruturais é essencial para a avaliação da resposta de estruturas sujeitas à acção sísmica. Essa quantificação pode contribuir significativamente para uma interpretação objectiva dos resultados de análises não lineares.

Em estruturas de betão armado, os modelos de dano têm sido desenvolvidos com a intenção de possibilitar a quantificação numérica dos danos sísmicos verificados em elementos individuais, pisos, subestruturas ou em toda a estrutura através de índices de dano. Uma possível forma de calcular estes índices é com base em resultados de análises não lineares dinâmicas.

Objectivamente, os valores destes índices pretendem indicar a proximidade do elemento a que se refere o índice dum determinado estado limite, como seja o colapso.

Neste contexto, uma das classes de índices de dano existentes consiste nos índices de dano combinados, Bento (1996). Este tipo de índices surge como o resultado de se ter verificado a necessidade de mais do que um parâmetro de dano para explicar o colapso e o nível de danos das estruturas de betão armado sob carregamentos cíclicos representativos da acção sísmica.

Em geral, são utilizadas duas parcelas neste tipo de índices. Uma primeira parcela que deverá ser representativa da máxima deformação durante a resposta, como a rotação ou curvatura máxima, uma relação entre rigidezes, ou os valores de pico dos coeficientes de ductilidade correspondentes. A segunda parcela deverá ser uma medida da resposta cumulativa, reflectindo o número e amplitude das incursões inelásticas ou a energia total dissipada através do comportamento histerético da estrutura.

No âmbito dos índices combinados, o índice de dano mais utilizado na quantificação dos danos em estruturas de betão armado é o índice de Park e Ang, Park e Ang (1985). Este índice consiste numa combinação linear das deformações máximas normalizadas e a energia histerética dissipada, resultante do carregamento cíclico alternado, normalizada. Este modelo traduz-se na seguinte equação:

$$D = \frac{\delta_{max}}{\delta_u} + \beta \frac{\int dE}{F_y \delta_u} \quad (4.30)$$

em termos de relação força-deslocamento, onde  $D$  representa o valor do índice de dano,  $\delta_{max}$ , o deslocamento máximo atingido,  $\delta_u$ , o deslocamento último para carregamento monotónico,  $\int dE$ , a energia histerética dissipada,  $F_y$ , a força de cedência, na secção de cálculo do índice e  $\beta$ , um factor de deterioração que pondera a influência do comportamento cíclico no processo de danificação, ou por:

$$D = \frac{\varphi_{max}}{\varphi_u} + \beta \frac{\int dE}{M_y \varphi_u} \quad (4.31)$$

em termos de relação momento flector-curvatura. Neste caso,  $\varphi_{max}$  representa a curvatura máxima registada,  $\varphi_u$  a curvatura última sob carregamento monotónico e  $M_y$ , o momento flector de cedência, na secção de cálculo do índice.

Para elementos de betão armado verifica-se que o parâmetro  $\beta$  representa uma função do valor do esforço transversal e do esforço axial nas secções, da quantidade de armadura longitudinal e transversal, e é completamente independente da história de carregamento, Bento (1996).

O primeiro termo do índice de Park e Ang representa uma medida de deformações. Este termo não considera a influência da acumulação de danos, a qual apenas é contabilizada pelo termo da energia.

Para resposta elástica, o valor do índice deveria ser, teoricamente, nulo. No entanto, verifica-se que, apesar de baixo, o seu valor nunca é nulo devido à existência da primeira parcela das Eq. (4.30) e (4.31).

Se considerarmos que o comportamento das estruturas de betão armado nunca é verdadeiramente linear, pode-se afirmar que o processo de danificação começa logo desde a aplicação do primeiro incremento de deformações. É, pois, irrelevante que este índice não conduza a valores nulos na fase admitida linear pela maioria dos modelos de comportamento estrutural habitualmente usados, Bento (1996).

Os valores do índice de danos  $D$  são tais que  $D \geq 1$  significa colapso ou dano total, Park e Ang (1985). Park, Ang e Wen (1985) sugeriram  $D = 0.4$  como valor limite entre danos reparáveis e não reparáveis. Mais tarde, em 1987, os mesmos autores sugeriram a seguinte classificação mais detalhada:

- $D < 0.10 \Rightarrow$  sem danos ou pouca fendilhação e localizada.
- $0.10 < D < 0.25 \Rightarrow$  poucos danos; fendilhação leve ao longo da estrutura.
- $0.25 < D < 0.40 \Rightarrow$  danos moderados; fendilhação severa e destacamento localizado de betão.
- $0.40 < D < 1.0 \Rightarrow$  danos severos; esmagamento do betão, armaduras expostas.
- $D \geq 1.0 \Rightarrow$  colapso

Mais recentemente, Ang et al (1993), de acordo com Bento (1996), sugeriram um valor de  $D = 0.8$  para representar o colapso.

O índice de Park e Ang, ao combinar a deformação máxima com a energia dissipada, utiliza as possíveis fontes de dano, pelo que parece ser o caminho adequado para avaliar danos em elementos estruturais.

A formulação apresentada do índice de Park e Ang surge, em geral, aplicada ao nível da secção, mais propriamente, às secções extremas dos elementos estruturais, onde se considera estar localizado o comportamento linear das estruturas, como já referido.

Considera-se que o estado de danificação global de uma estrutura ou de uma parte desta pode ser quantificada a partir da combinação de medidas da danificação localizada, sendo os índices de danos da estrutura definidos como uma média ponderada de índices de danos locais. Desta forma, obtém-se o índice de danos ao nível do elemento ponderando a danificação de cada secção pela energia dissipada por cada secção e obtém-se o índice de danos global da estrutura ponderando a danificação de cada elemento pela energia dissipada por cada elemento. O índice de danos assim determinado permite abordar a evolução do estado de danificação de uma estrutura, ao longo do processo de carregamento repetido e alternado, como reflexo da danificação localizada das secções extremas dos seus elementos estruturais.

Procedeu-se à aplicação desta formulação de dano no referido programa de análise não linear dinâmica seguindo as directivas sugeridas por Bento (1996) que resultaram de estudos paramétricos com o objectivo de, nomeadamente, explicitar expressões de simples aplicação para o parâmetro  $\beta$  atrás mencionado.

## **4.7 Conclusões**

Atendendo a que a exploração do regime não linear do comportamento estrutural é uma característica fundamental da resposta das estruturas solicitadas por acções sísmicas, apresentou-se neste capítulo uma descrição sumária do modelo de comportamento considerado para os elementos estruturais bem como da sua implementação num programa de análise não linear dinâmica cuja aplicação será apresentada no capítulo seguinte. São ainda enunciados os princípios base do modelo de dano estrutural considerado e cuja implementação no referido programa permite complementar a avaliação do comportamento estrutural.

## Capítulo 5

# Avaliação do Comportamento de Estruturas de Betão Armado Sujeitas a Acções Sísmicas

### 5.1 Introdução

Apresentou-se no capítulo anterior o modelo numérico considerado para a caracterização da relação momento flector-curvatura de secções transversais de peças lineares de betão armado sujeitas a acções cíclicas bem como a metodologia para a análise da resposta sísmica de estruturas reticuladas planas, tendo em conta o comportamento não linear material. Abordou-se, igualmente, a metodologia de cálculo do índice de dano de Park e Ang, Park e Ang (1985), cuja aplicação no domínio da avaliação do desempenho de secções de betão armado é bastante comum.

Tendo em consideração as possibilidades e capacidades destes modelos numéricos na tradução do comportamento sísmico de estruturas de betão armado procedeu-se à sua aplicação para a avaliação do comportamento dinâmico não linear de pórticos representativos das estruturas dimensionadas no capítulo 3.

A análise da resposta das diversas estruturas resulta da solicitação dos referidos pórticos a uma série de acelerogramas artificiais de intensidades crescentes e pretende dar a conhecer as

exigências de ductilidade ao longo da altura para os diversos pórticos, bem como a sua comparação relativa de modo a poderem ser analisadas as diferenças de comportamento entre as várias estruturas, que, por sua vez, são um reflexo das forças sísmicas determinadas pelos métodos de cálculo adoptados.

## 5.2 Estratégia adoptada para a avaliação da resposta dinâmica

Na avaliação do comportamento dinâmico das estruturas dimensionadas no capítulo 3, considerou-se um pórtico representativo de cada direcção para cada estrutura apresentada. Os pórticos considerados são os definidos na Fig. 5.1 e coincidem com os pórticos para os quais foram apresentadas as respectivas pormenorizações de armaduras no capítulo 3.

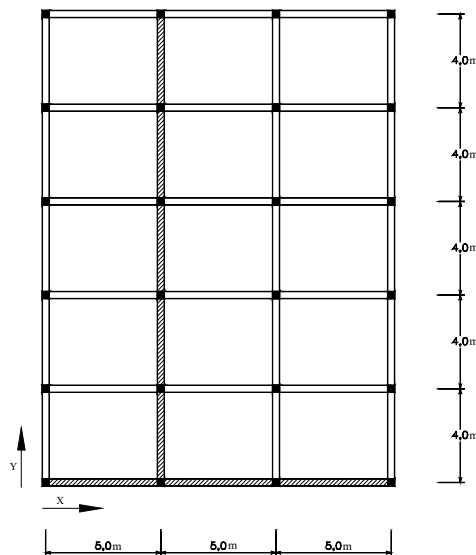


Fig. 5.1 – Pórticos considerados no estudo da resposta não linear das estruturas em análise.

A avaliação da resposta estrutural dinâmica dos referidos pórticos baseia-se nos resultados de análises não lineares dinâmicas planas realizadas de acordo com o modelo apresentado no capítulo anterior.

De acordo com o modelo numérico definido no capítulo anterior, os vários elementos estruturais são representados através de macroelementos de barra com comportamento não linear localizado nas extremidades. De acordo com o exposto no capítulo anterior, o comportamento não linear é caracterizado por uma lei trilinear monotónica de momento flector-curvatura com distinção dos sentidos de flexão nas secções com armadura assimétrica, determinada com base

na armadura da secção, associada ao modelo de comportamento hysterético de Costa e Costa, Costa e Costa (1987).

Na definição das envolventes trilineares monotónicas, consideraram-se os seguintes valores médios das propriedades materiais:

- Resistência à compressão do betão  $f_{cm}$ :  $28MPa$
- Extensão de pico do betão  $\varepsilon_{cm}$ :  $0.2\%$
- Módulo de elasticidade do betão  $E_{cm}$ :  $29GPa$
- Resistência à tracção do betão  $f_{ctm}$ :  $2.2MPa$
- Tensão de cedência do aço  $f_y$ :  $460MPa$
- Extensão de cedência do aço  $\varepsilon_y$ :  $0.23\%$
- Módulo plástico do aço  $E_{sh}$ :  $0.7GPa$
- Extensão última do aço  $\varepsilon_m$ :  $10\%$

Atendeu-se aos fenómenos de degradação da resistência das secções com o aumento da deformação e de degradação da sua rigidez na descarga. Quanto ao efeito de aperto, este não foi considerado atendendo à aplicação da Eq. (4.21).

Relativamente ao comprimento de rótula plástica admitido para os elementos, o valor considerado é igual à altura da secção transversal do respectivo elemento.

Na modelação global da estrutura o amortecimento viscoso foi desprezado, tendo sido considerada como principal fonte de amortecimento estrutural a que resulta do comportamento hysterético das secções, simulado pelo referido modelo de Costa e Costa.

Nas diversas análises realizadas, consideraram-se as estruturas solicitadas por diversos acelerogramas artificiais com o objectivo de simular os efeitos da acção de sismos sobre as estruturas. Adoptaram-se quatro acelerogramas de acordo com os dois tipos de acção sísmica aplicáveis: dois associados à acção sísmica Tipo I, com duração de  $10$  segundos, séries “AST1 – S1” e “AST1 – S2”, e dois associados à acção sísmica Tipo II, com duração de  $30$  segundos, séries “AST2 – S1” e “AST2 – S2”. De forma a analisar a sensibilidade do comportamento estrutural a diferentes intensidades sísmicas, os diversos acelerogramas foram, ainda, considerados amplificados pelos factores  $1.0$ ,  $1.5$  e  $2.0$ , obtendo-se as intensidades da acção referidas, daqui em diante, por “1AP”, “1.5AP” e “2AP”, respectivamente. Por outro lado, quando as referidas séries de acelerogramas forem precedidas de “1”, “1.5” ou de “2”, estaremos a referir as diversas intensidades desses acelerogramas, como por exemplo, “2AST2 – S1”, que diz respeito à primeira série de acelerações relativa à acção sísmica Tipo II para a intensidade 2AP.

Previamente à análise das estruturas solicitadas pelos referidos acelerogramas, estas são solicitadas por um carregamento estático correspondente ao carregamento quase-permanente, de modo a simular os estados de carga e de deformação presentes numa situação real de actuação dum sismo na estrutura. As análises não lineares dinâmicas de cada estrutura são efectuadas a partir dos deslocamentos e esforços instalados devido ao carregamento estático. Como referido no capítulo anterior, o valor do esforço axial instalado em cada secção é tido em consideração na definição das curvas trilineares que simulam o comportamento à flexão das secções.

Relativamente à modelação estrutural, refere-se, ainda, que a massa das estruturas é simulada através de pesos distribuídos nas vigas, correspondentes ao peso total de cada piso.

Os resultados das diversas análises não lineares são avaliados em termos de ductilidades em curvatura, de índices de dano de Park e Ang, Bento (1996), e de deslocamentos relativos e absolutos.

### 5.3 Acelerogramas artificiais

Os diversos acelerogramas artificiais foram gerados pelo programa SIMQKE, Vanmarcke, Cornell, Gasparini e Hou (1969), posteriormente adaptado por Campos Costa, Campos Costa (1993), de modo a serem compatíveis com os espectros de resposta regulamentares definidos no DNA-EC8 (2000), atendendo às características da acção sísmica apresentadas no capítulo 3.

Apresentam-se nas Fig. 5.2 a 5.5 os acelerogramas artificiais considerados nas análises não lineares dinâmicas das estruturas, onde  $a$  representa o valor da aceleração em  $m/s^2$  e  $t$ , o tempo em segundos.

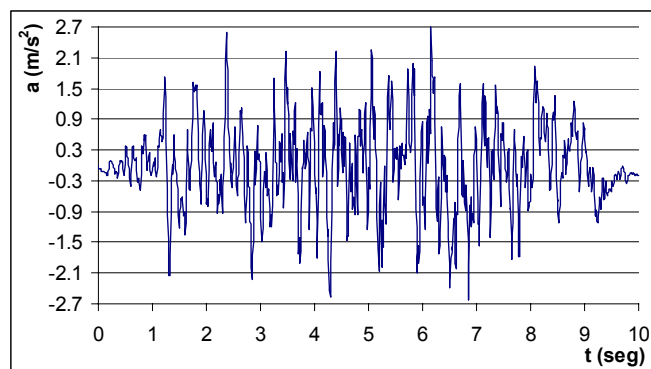


Fig. 5.2 – Acelerograma artificial correspondente à série AST1 – S1.

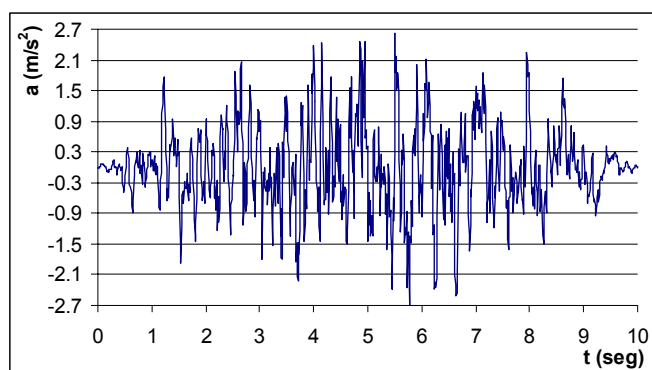


Fig. 5.3 – Acelerograma artificial correspondente à série AST1 – S2.

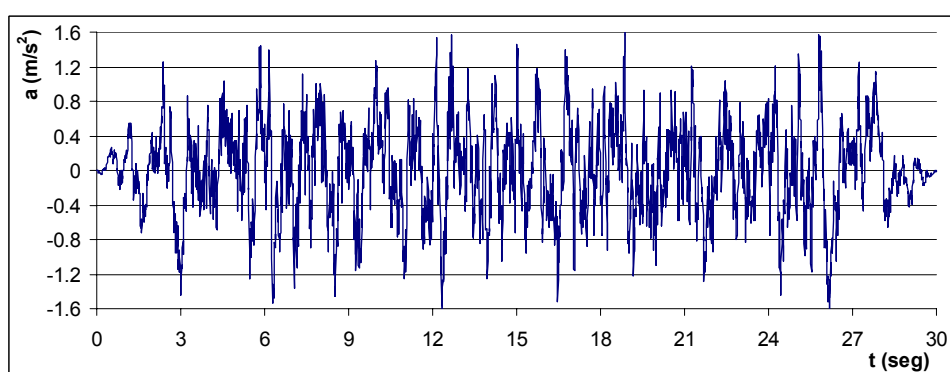


Fig. 5.4 – Acelerograma artificial correspondente à série AST2 – S1.

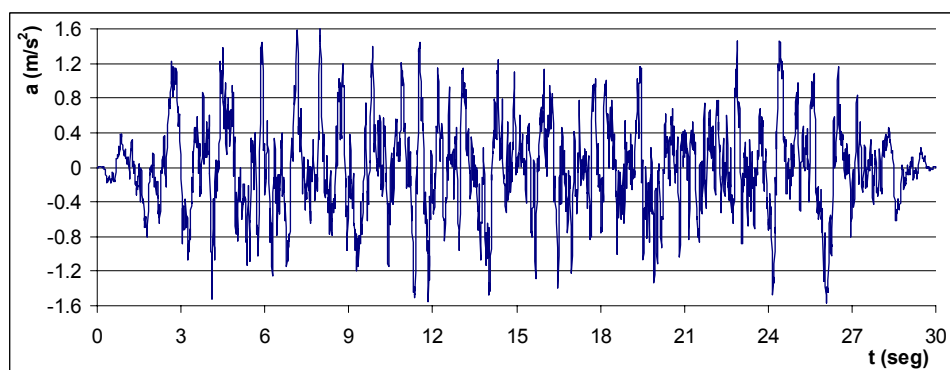


Fig. 5.5 – Acelerograma artificial correspondente à série AST2 – S2.

De modo a fundamentar a consistência dos acelerogramas artificiais considerados, apresentam-se nas Fig. 5.6 a 5.9 os respectivos espectros de resposta resultantes, onde  $f$  representa a frequência em  $Hz$ . Verifica-se que, tal como preconizado pelo EC8 (1994), o espectro de resposta resultante de cada acelerograma se situa num intervalo de tolerância de  $\pm 10\%$  relativamente ao espectro de resposta correspondente.

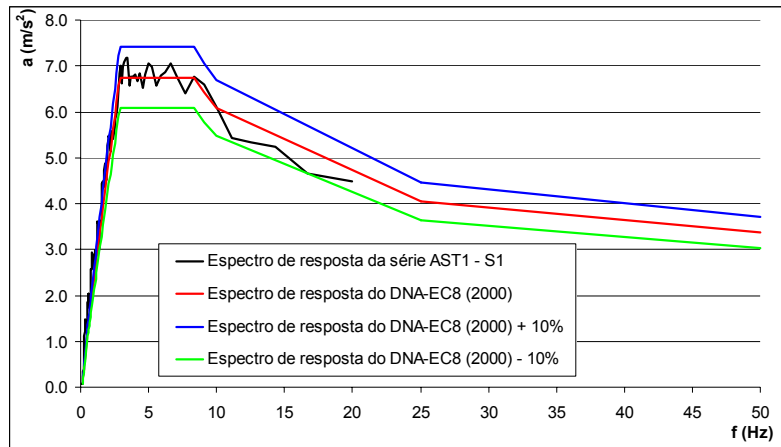


Fig. 5.6 – Espectro de resposta correspondente à série AST1 – S1.

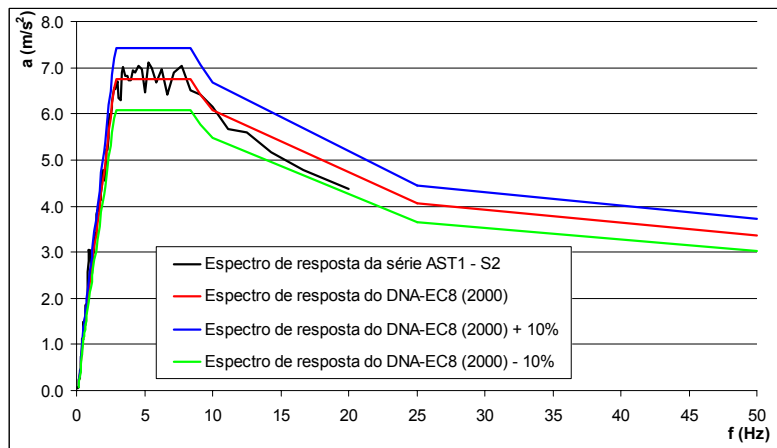


Fig. 5.7 – Espectro de resposta correspondente à série AST1 – S2.

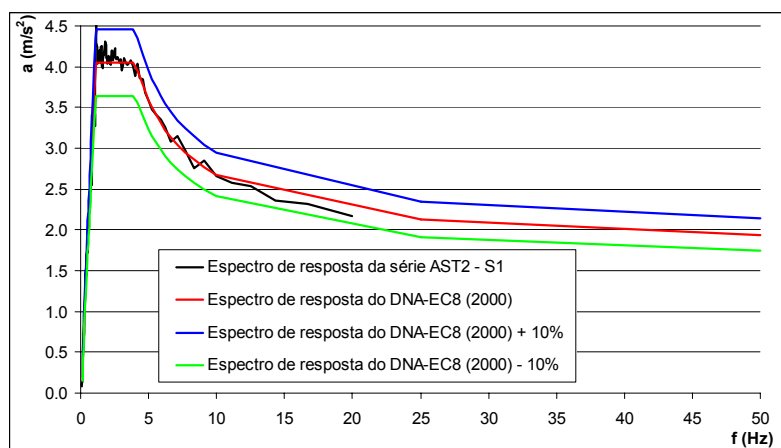


Fig. 5.8 – Espectro de resposta correspondente à série AST2 – S1.

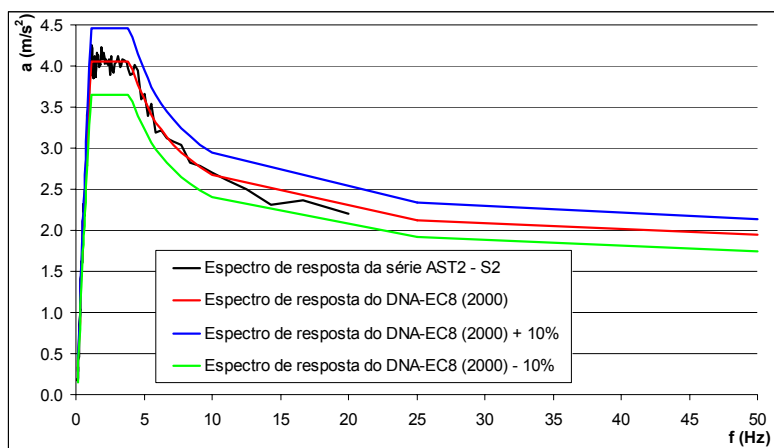


Fig. 5.9 – Espectro de resposta correspondente à série AST2 – S2.

De modo a avaliar as frequências dominantes de cada acelerograma, para as quais o conteúdo em energia é mais elevado, implicando, portanto, uma maior influência da ação sobre sistemas estruturais com frequências próximas das frequências dominantes, são apresentados nas Fig. 5.10 a 5.14 os espectros de potência dos vários acelerogramas, onde  $S$  representa a densidade espectral de potência em  $[m/s^2]^2/Hz$ .

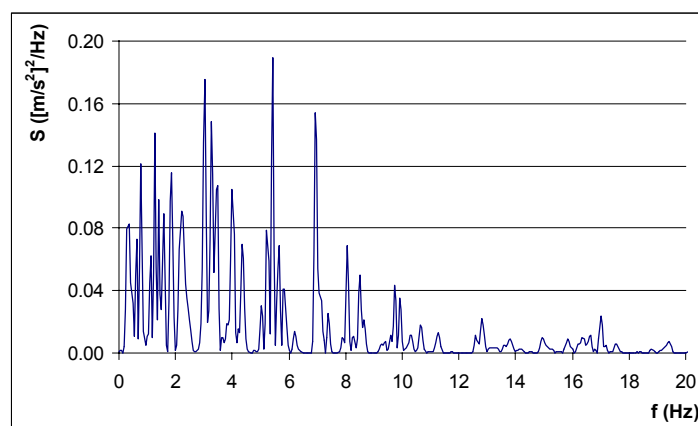


Fig. 5.10 – Espectro de potência correspondente à série AST1 – S1.

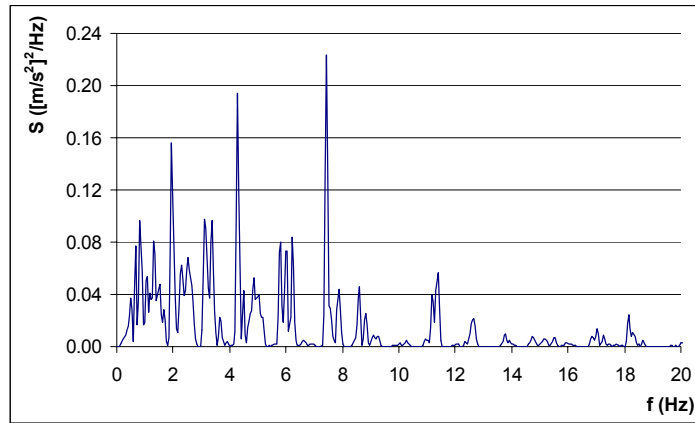


Fig. 5.11 – Espectro de potência correspondente à série AST1 – S2.

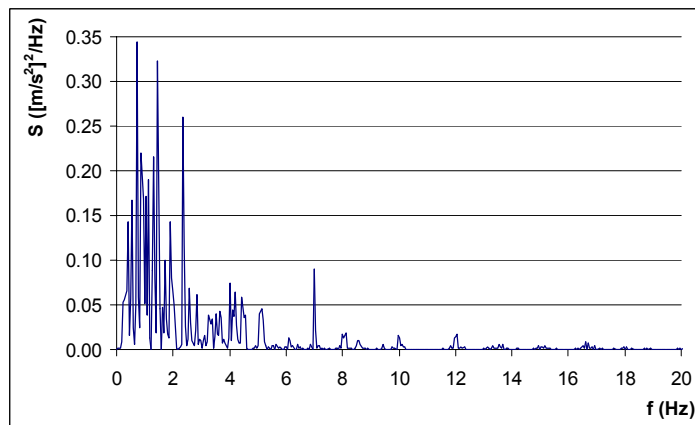


Fig. 5.12 – Espectro de potência correspondente à série AST2 – S1.

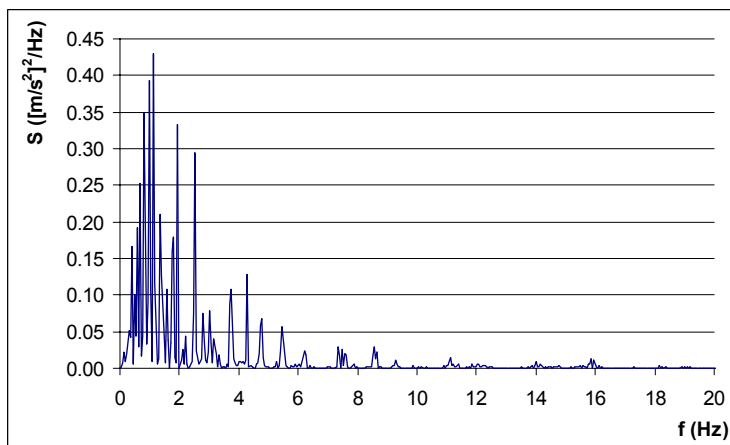


Fig. 5.13 – Espectro de potência correspondente à série AST2 – S2.

## 5.4 Parâmetros adicionais do modelo de comportamento material

Como referido em 5.2, foram considerados os fenómenos de degradação da resistência das secções com o aumento da deformação e de degradação da rigidez na descarga.

A degradação da resistência foi considerada de acordo com a modelação definida pelas Eq. (4.22) a (4.24), sendo o parâmetro de entrada a ductilidade em curvatura disponível  $\mu_\varphi$  que, através da Eq. (5.1), onde  $\varphi_y$  representa a curvatura de cedência da secção definida pela envolvente monotónica trilinear do comportamento da secção à flexão, define a curvatura última  $\varphi_u$  necessária à determinação do parâmetro  $\gamma$  que determina a degradação da resistência.

$$\varphi_u = \mu_\varphi \cdot \varphi_y \quad (5.1)$$

A degradação da rigidez na descarga foi considerada de acordo com a Eq. (4.18), sendo o parâmetro de entrada o coeficiente  $\alpha$  cujo valor foi invariavelmente considerado igual a 0.25.

Paralelamente às análises realizadas de todas as estruturas, efectuou-se um pequeno estudo paramétrico que pretendia avaliar a influência da variação do valor de determinados coeficientes na resposta duma determinada estrutura.

O estudo paramétrico foi realizado para o pórtico segundo a direcção  $X$  da estrutura EC8 DCH de 8 pisos e associado à intensidade da acção 1.5AP. Os parâmetros cuja variação foi considerada, separadamente, foram:

- O coeficiente  $\alpha$  responsável pela definição da degradação da rigidez na descarga, efectuando-se análises adicionais com valores de  $\alpha$  de 0 e de 0.5.
- O parâmetro  $\gamma$  que define a degradação da resistência, efectuando-se análises adicionais não considerando a degradação da resistência.
- O comprimento de rótula plástica,  $l_p$ , efectuando-se análises adicionais em que este parâmetro é 50% e 75% da altura da secção do respectivo elemento.
- O amortecimento viscoso, efectuando-se análises adicionais em que este parâmetro foi considerado como sendo 2% e 5% do amortecimento crítico, relativamente ao primeiro e terceiro modos de vibração, permitindo o cálculo das constantes que afectam as matrizes de massa e de rigidez na combinação linear considerada na definição da matriz de amortecimento, Eq. (4.29).

A influência da variação do parâmetro relacionado com a importância do esforço transversal não foi considerada dado que, à luz da Eq. (4.21), o efeito de aperto tem uma importância reduzida.

## **5.5 Resultados das análises não lineares dinâmicas**

Atendendo ao considerável volume de cálculos não lineares realizados, mais de 480, e ao, igualmente, considerável volume de informação que daí resulta, os resultados apresentados tentam apenas reflectir as características mais importantes da resposta das estruturas observadas. Para tal, alguns dos resultados apresentados apenas reflectem os valores máximos atingidos em cada piso de determinadas variáveis para uma determinada intensidade da acção, sendo, no entanto, referidos valores intermédios quando tal se justifique para uma melhor interpretação dos resultados. Salienta-se que, no caso da apresentação dos deslocamentos máximos relativo e absolutos, o critério de escolha das deformadas máximas se baseia na escolha da deformada que conduz ao maior deslocamento no topo da estrutura.

Apresenta-se, de seguida, a informação que procede das análises não lineares, encontrando-se essa informação dividida tendo em conta a altura das estruturas analisadas e as duas direcções de análise consideradas. Previamente, são apresentados os resultados do estudo paramétrico realizado, evidenciando as principais diferenças observadas.

### **5.5.1 Resultados do estudo paramétrico**

Atendendo ao exposto em 5.4, apresentam-se em seguida os resultados do estudo paramétrico levado a cabo com o objectivo de avaliar a influência de determinados parâmetros na resposta estrutural. A variação dos parâmetros referidos em 5.4 foi efectuada, como anteriormente referido, em relação à configuração base desses parâmetros para o pórtico de 8 pisos da direcção  $X$  da estrutura EC8 DCH analisado para a intensidade 1.5AP, cujos resultados servirão como base de comparação.

Na Fig. 5.14 são apresentadas as deformadas laterais máximas correspondentes a cada caso de variação paramétrica, para a intensidade 1.5AP.

Na Fig. 5.15 são apresentados os deslocamentos máximos entre pisos, normalizados pela altura de piso, correspondentes a cada caso de variação paramétrica, para a intensidade 1.5AP.

Apresentam-se nas Fig. 5.16 e 5.17 as ductilidades em curvatura máximas atingidas em cada piso pelos pilares e pelas vigas, respectivamente, para cada caso de variação paramétrica considerado e para a intensidade 1.5AP.

Apresentam-se nas Fig. 5.18 e 5.19 os índices de dano de Park e Ang máximos atingidos em cada piso pelos pilares e pelas vigas, respectivamente, para cada caso de variação paramétrica considerado e para a intensidade 1.5AP.

Apresentam-se na Fig. 5.20 os deslocamentos entre pisos máximo e médio, normalizados pela altura de piso, para cada caso de variação paramétrica e para a intensidade 1.5AP.

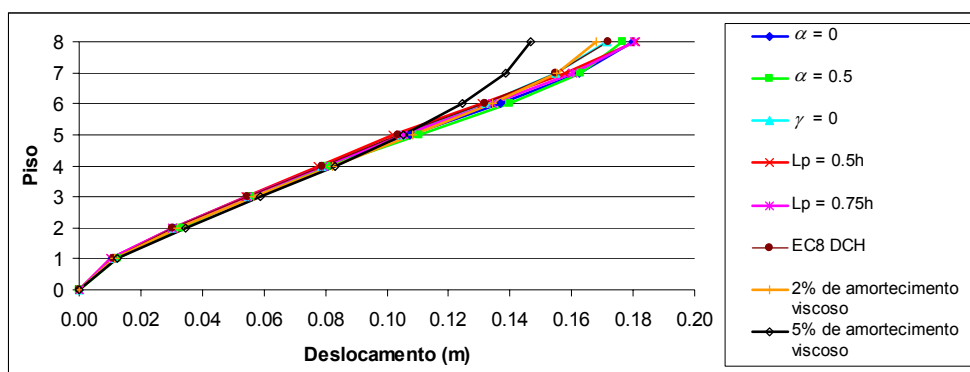


Fig. 5.14 – Deslocamentos máximos dos pisos para a intensidade 1.5AP – estudo paramétrico.

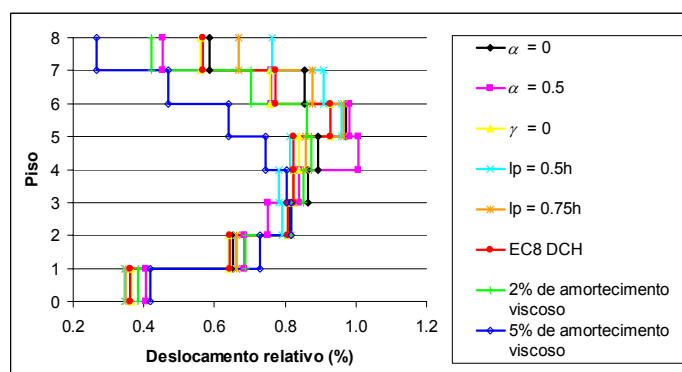


Fig. 5.15 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, para a intensidade 1.5AP – estudo paramétrico.

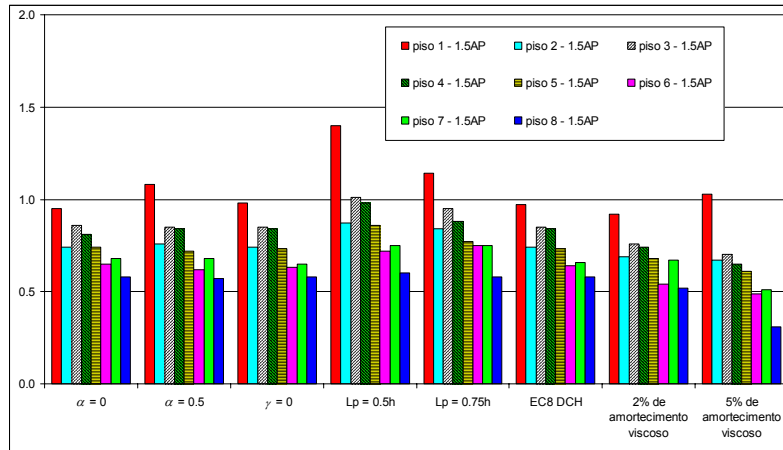


Fig. 5.16 – Ductilidade em curvatura dos pilares para a intensidade 1.5AP – estudo paramétrico.

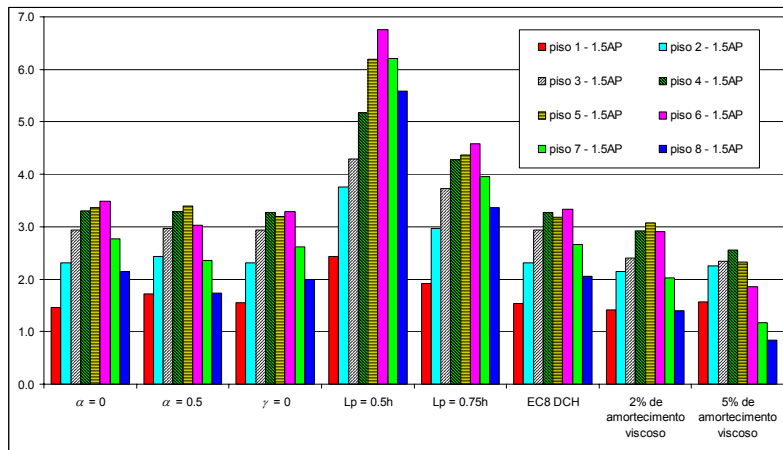


Fig. 5.17 – Ductilidade em curvatura das vigas para a intensidade 1.5AP – estudo paramétrico.

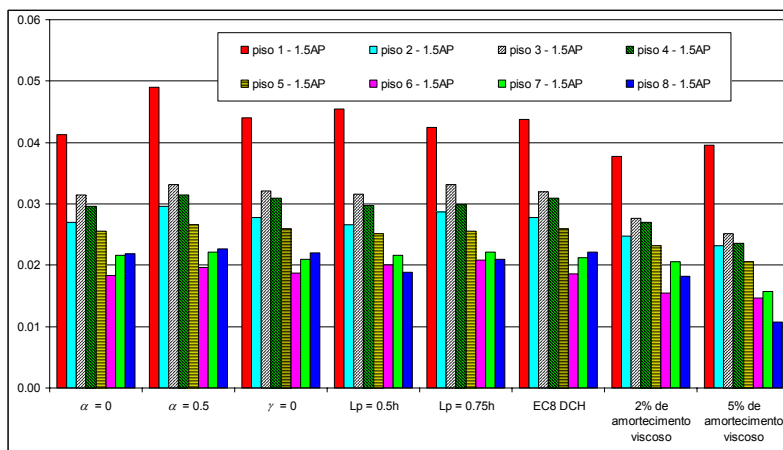


Fig. 5.18 – Índice de dano dos pilares para a intensidade 1.5AP – estudo paramétrico.

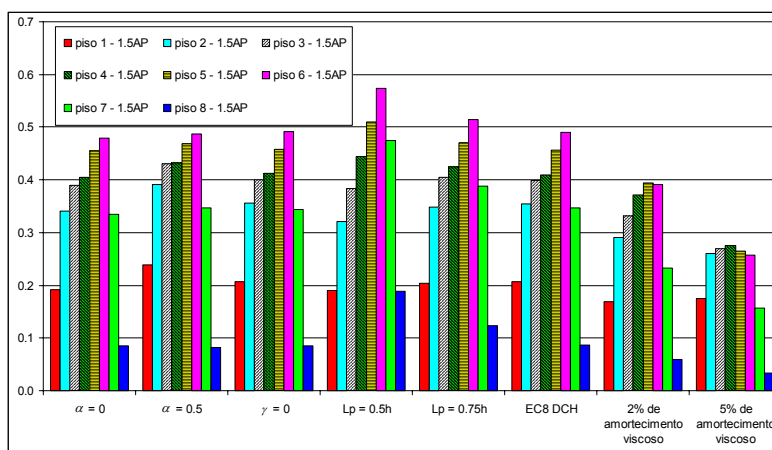


Fig. 5.19 – Índice de dano das vigas para a intensidade 1.5AP – estudo paramétrico.

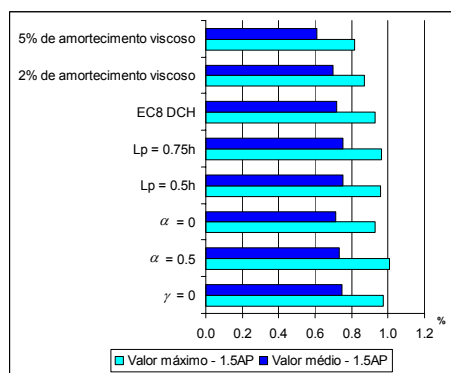


Fig. 5.20 – Deslocamentos entre pisos máximo e médio, normalizados pela altura de piso, para a intensidade 1.5AP – estudo paramétrico.

Relativamente à influência do parâmetro  $\alpha$ , relacionado com a degradação da rigidez dos elementos na descarga, verifica-se que, em termos globais, os resultados obtidos são relativamente insensíveis à sua variação. Apesar de pequenas, são analisadas, em seguida, algumas das diferenças observadas. No caso dos deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, quando  $\alpha = 0$ , esses valores são mais acentuados do que os verificados quando  $\alpha = 0.25$  a partir do piso 3, o caso da estrutura EC8 DCH. Quando  $\alpha = 0.5$ , observa-se que em alguns pisos a referida grandeza é mais desfavorável, pisos 1, 2, 4, 5 e 6, e nos restantes a influência é inversa. Em relação às outras grandezas monitorizadas, verifica-se que, em termos de ductilidade em curvatura os diferentes valores de  $\alpha$  considerados não apresentam significativas variações da resposta, exceptuando no piso 1, em termos de ductilidade nos pilares, e a partir do piso 5, no caso da ductilidade nas vigas. Em termos de índices de dano, verifica-se que um maior valor do parâmetro  $\alpha$  conduz a valores ligeiramente superiores do índice de dano, em especial até meia altura da estrutura.

Relativamente ao parâmetro  $\gamma$ , relacionado com a consideração da degradação da resistência com a deformação, verifica-se, à luz dos resultados obtidos, que a sua influência é desprezável. No caso dos deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, a sua influência é bastante reduzida, observando-se valores desta grandeza um pouco superiores nos pisos 3 a 5 e um pouco inferiores nos pisos 6 a 8. Em relação às ductilidades e aos índices de dano, verifica-se que a influência deste parâmetro é desprezável.

Em termos de comprimento de rótula plástica,  $l_p$ , verifica-se que a maior influência deste parâmetro sobre os deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, se faz sentir a partir do piso 6, a partir do qual um menor comprimento de rótula plástica se mostra mais desfavorável. Nos pisos 2 a 5, observa-se que a resposta da estrutura EC8 DCH, onde o comprimento de rótula plástica corresponde à altura das respectivas secções, se encontra entre a resposta obtida um comprimento de rótula plástica de 50% e 75% da altura das secções, apresentando-se o primeiro como menos desfavorável. Em relação às ductilidades, verifica-se, invariavelmente, que um menor comprimento de rótula plástica conduz a maiores solicitações de ductilidades quer ao nível dos pilares, quer ao nível das vigas, salientando-se que, no caso das vigas, as diferenças são significativas. Relativamente aos índices de dano, enquanto que no caso dos pilares as diferenças são desprezáveis, no caso das vigas, verifica-se que, a partir do piso 4, um menor comprimento de rótula plástica conduz a maiores níveis do índice de dano.

Embora em termos da resposta global a influência da variação deste parâmetro não seja significativa, a nível local, a dimensão considerada tem uma influência considerável, especialmente ao nível das vigas. Dado que quanto menor for o comprimento de rótula plástica, maior será a necessidade de atingir maiores curvaturas de forma a acomodar a mesma rotação da secção, caso a ductilidade em curvatura seja um parâmetro de avaliação do comportamento estrutural, a dimensão do comprimento de rótula plástica a considerar passa a ser um aspecto fundamental.

No contexto de pilares de pontes com secções transversais de grandes dimensões, Delgado (2000) verificou que um comprimento de rótula plástica correspondente a 50% da altura da secção se adequava melhor aos resultados experimentais disponíveis, dado se ter verificado que as fendas nesses elementos se concentravam num comprimento de dimensão até metade da altura da secção e tinham uma inclinação inferior a  $45^\circ$ .

No caso de vigas de pórticos, é de esperar que a fendilhação se desenvolva com inclinação próxima de  $45^\circ$  envolvendo, portanto, o desenvolvimento do comportamento não linear num maior comprimento, próximo da altura da secção. Legitima-se, desta forma, a consideração dum comprimento de rótula plástica de dimensão igual à altura da secção no caso das vigas das diversas estruturas em estudo.

Relativamente aos pilares, a pequena variação da ductilidade atingida para os diversos comprimentos de rótula plástica considerados, que apenas toma alguma relevância nos pilares do piso 1, permite verificar que um valor desse parâmetro igual à altura da secção dos pilares é perfeitamente aceitável.

Apesar dos valores considerados para o comprimento de rótula plástica no estudo global das diversas estruturas, salienta-se que a discussão acerca dos valores adequados para este parâmetro não reúne consenso, constituindo uma questão, ainda, em aberto.

Em relação à influência do amortecimento viscoso na resposta estrutural, verifica-se que este parâmetro conduz às maiores variações ao nível da resposta global da estrutura, ainda que pouco significativas em termos absolutos, fazendo-se, igualmente, sentir a sua influência a nível local, especialmente nas vigas. Um amortecimento de 2% do amortecimento crítico conduz a deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, mais desfavoráveis até ao piso 6, a partir do qual a influência é inversa, e que um amortecimento de 5% do amortecimento crítico conduz a valores mais desfavoráveis até ao piso 3, a partir do qual a relação é inversa. Em termos de ductilidades nos pilares, com a excepção dos valores do piso 1, quanto maior for o amortecimento, menores serão as solicitações, acentuando-se as diferenças entre os diversos casos a partir dos últimos pisos. Para vigas, a conclusão é similar, salientando-se, no entanto, que as diferenças se fazem sentir com maior relevo a partir do piso 3. As conclusões relativas às ductilidades podem, igualmente, ser extrapoladas para a análise dos índices de dano, salientando-se que, em relação às vigas, as diferenças são mais acentuadas e localizadas entre os pisos 2 a 7.

Apesar das diferenças verificadas nos vários casos, essas diferenças são, com a excepção do caso onde se considera um amortecimento de 5% do amortecimento crítico, reduzidas, fazendo-se sentir, essencialmente, a partir de meia altura da estrutura. Atendendo à Fig. 5.79, verifica-se, igualmente, que os deslocamentos máximos dos pisos dos diversos casos são semelhantes, com a excepção dos deslocamentos dos pisos 7 e 8 da, já referida, estrutura cujo amortecimento é 5% do amortecimento crítico.

Conclui-se que a escolha dum comprimento de rótula plástica correspondente à altura das respectivas secções, de considerar a degradação da resistência com a deformação e a degradação da rigidez na descarga, com  $\alpha = 0.25$ , e de não considerar o amortecimento viscoso, corresponde a uma combinação de factores que conduz a uma resposta estrutural que não é nem a mais desfavorável, nem a mais favorável.

## **5.5.2 Resultados das análises não lineares dinâmicas – estruturas de 4 pisos**

### **5.5.2.1 Direcção X**

Nas Fig. 5.21 a 5.23 são apresentadas as deformadas laterais máximas correspondentes a cada estrutura, para as intensidades da acção 1AP, 1.5AP e 2AP, respectivamente.

Nas Fig. 5.24 a 5.26 são apresentados os deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, correspondentes a cada estrutura, para as intensidades da acção 1AP, 1.5AP e 2AP, respectivamente.

Na Fig. 5.27 apresenta-se uma comparação entre os deslocamentos máximos atingidos, para diferentes intensidades da acção, pelas estruturas dimensionadas com base em deslocamentos e as respectivas deformadas de projecto consideradas no capítulo 3.

Através da observação da Fig. 5.27 verifica-se que a estrutura DBD 1% atinge a deformada limite admitida no dimensionamento para a intensidade 2AP, a estrutura DBD 1.5%, para uma intensidade intermédia às intensidades 1AP e 1.5AP, embora mais próxima da intensidade 1.5AP, a estrutura DBD 2%, para a intensidade 1.5AP, a estrutura DBD CD 1.5%, para uma intensidade intermédia às intensidades 1.5AP e 2AP, e a estrutura DBD CD 2%, para a intensidade 2AP.

Na Fig. 5.28 apresenta-se uma comparação entre os deslocamentos máximos dos pisos das estruturas dimensionadas com base no EC8 (1994), para diferentes intensidades da acção, e as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento.

Pode observar-se na Fig. 5.28 que as deformadas atingidas para a intensidade 1AP se encontram sempre abaixo da deformada de projecto majorada pelo respectivo coeficiente de comportamento.

De forma semelhante, apresenta-se, na Fig. 5.29, uma comparação entre os deslocamentos máximos dos pisos das estruturas dimensionadas com base no RSA (1983), para diferentes intensidades da acção, e as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento.

Pode observar-se na Fig. 5.29 que, enquanto que para a estrutura RSA Estático a deformada atingida para a intensidade 1AP se encontra abaixo da deformada de projecto majorada pelo respectivo coeficiente de comportamento, no caso da estrutura RSA Ray tal já não se verifica.

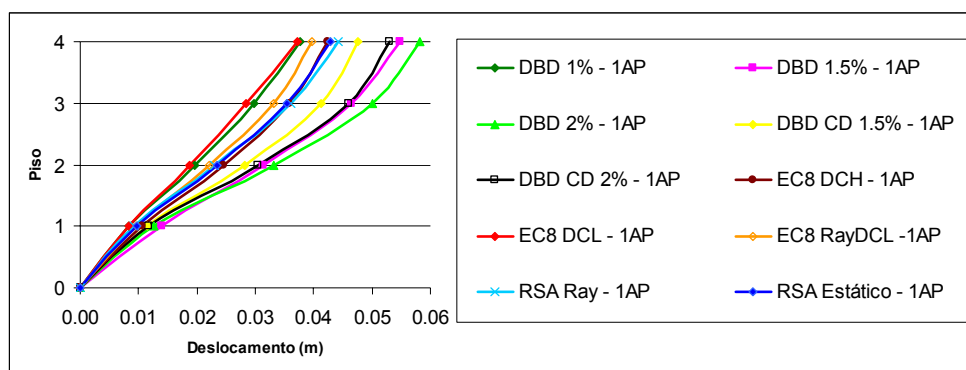


Fig. 5.21 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1AP.

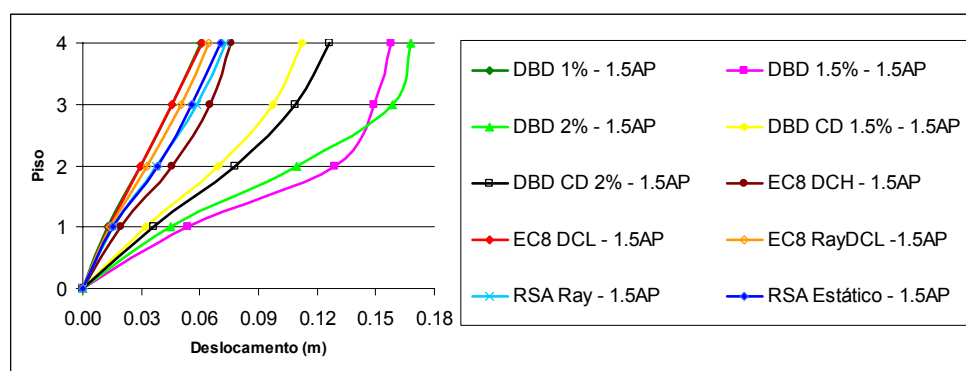


Fig. 5.22 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1.5AP.

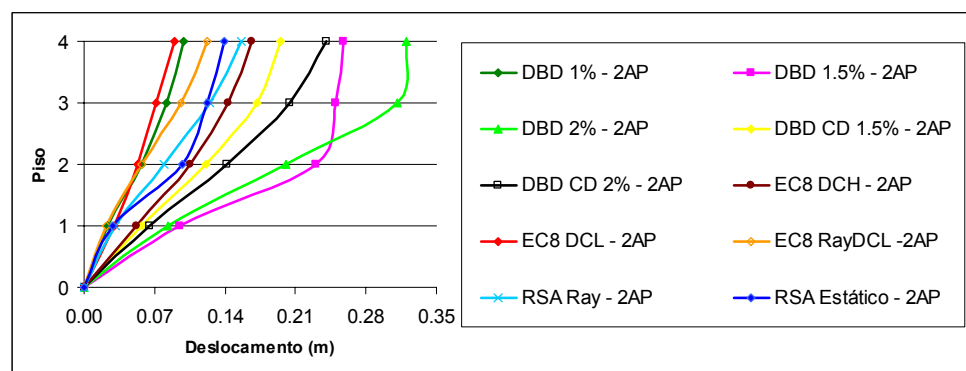


Fig. 5.23 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X para a intensidade 2AP.

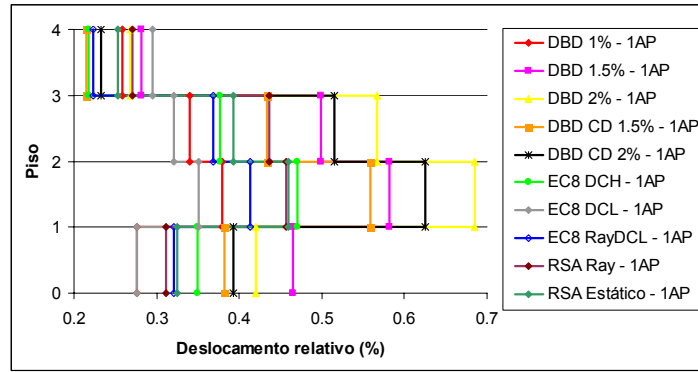


Fig. 5.24 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1AP.

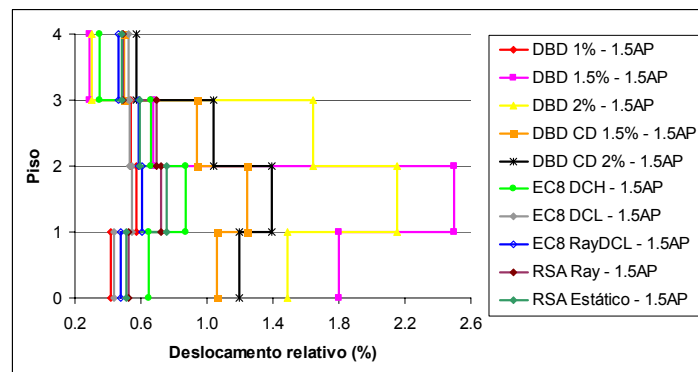


Fig. 5.25 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1.5AP.

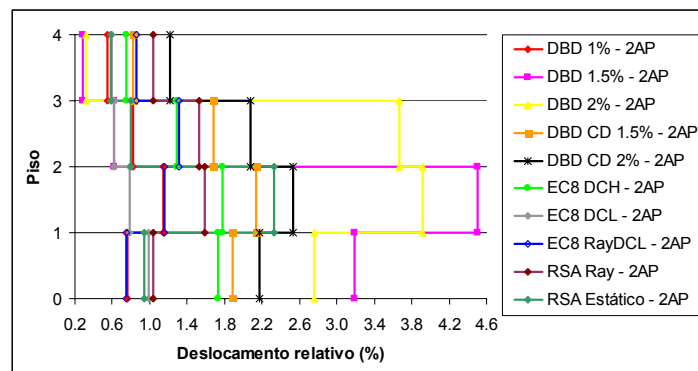


Fig. 5.26 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X para a intensidade 2AP.

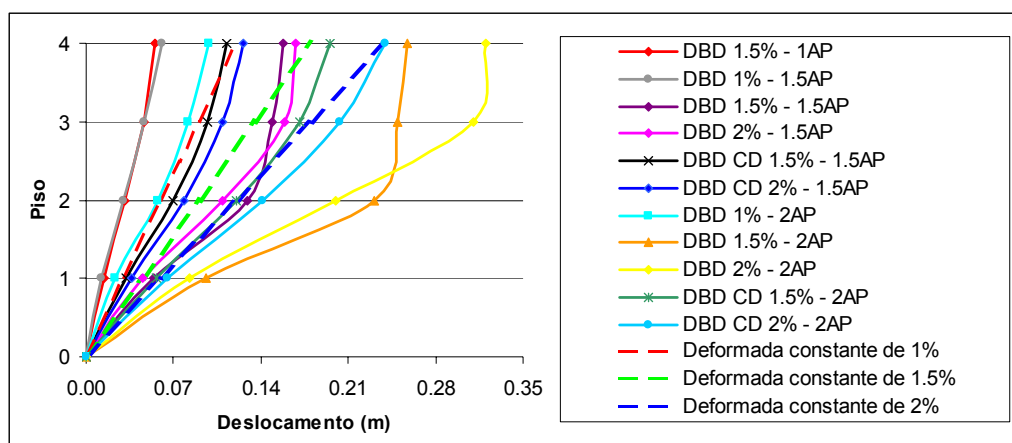


Fig. 5.27 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X dimensionados com base em deslocamentos com as deformadas de projecto.

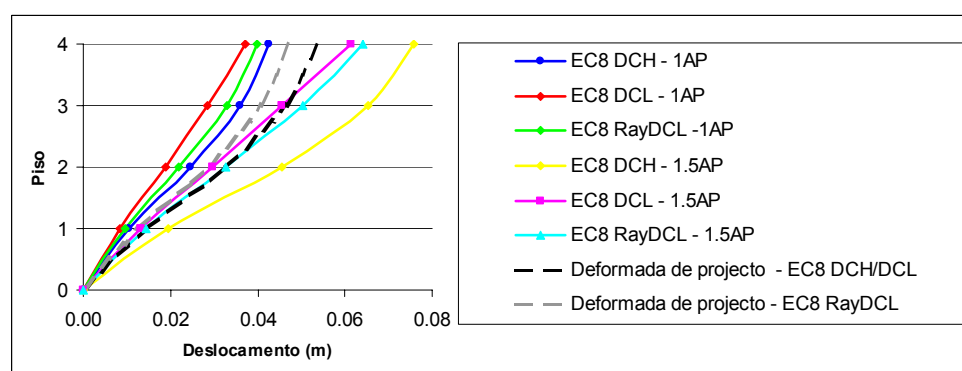


Fig. 5.28 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X dimensionados com base no EC8 (1994) com as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento.

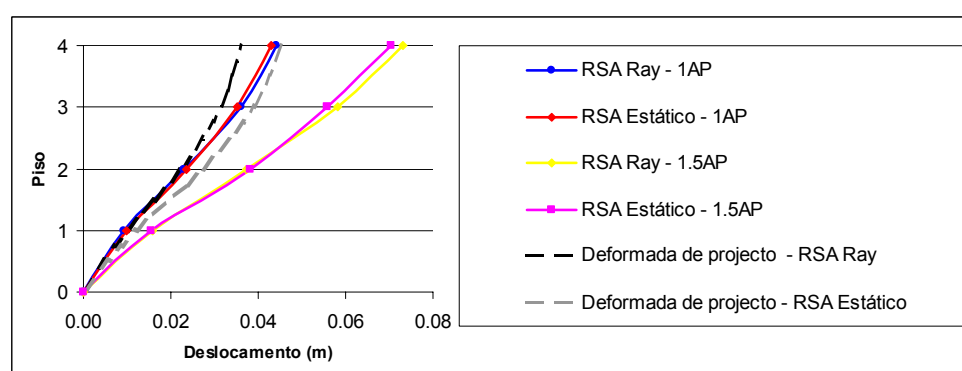


Fig. 5.29 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X dimensionados com base no RSA (1983) com as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento.

Apresentam-se nas Fig. 5.30 e 5.31 as ductilidades em curvatura máximas atingidas em cada piso pelos pilares e pelas vigas, respectivamente, para cada estrutura considerada e para as várias intensidades da acção.

Apresentam-se nas Fig. 5.32 e 5.33 os índices de dano de Park e Ang máximos atingidos em cada piso pelos pilares e pelas vigas, respectivamente, para cada estrutura considerada e para as várias intensidades da acção.

Apresentam-se na Fig. 5.34 os deslocamentos entre pisos máximo e médio, normalizados pela altura de piso, atingidos por cada estrutura considerada e para as várias intensidades da acção.

Relativamente à ductilidade em curvatura atingida nos pilares das diversas estruturas, verifica-se que, nas estruturas em que foi considerado o dimensionamento baseado em deslocamentos, são exigidos valores consideráveis desta grandeza após serem atingidas as deformadas limite admitidas na fase de dimensionamento. Por outro lado, nas diversas estruturas em que foram considerados os princípios do dimensionamento pela capacidade resistente, verifica-se que as ductilidades são, na maioria dos casos, inferiores à unidade, excepto nos pilares do piso 1, mais propriamente na secção inferior desses elementos. Nos casos onde tal não acontece, as ductilidades atingidas têm valores reduzidos e facilmente comportáveis.

Em relação às ductilidades que solicitam as vigas, as conclusões apresentadas relativamente ao comportamento dos pilares das estruturas dimensionadas pelo método baseado em deslocamentos podem ser extrapoladas para o comportamento das vigas. É possível, igualmente, observar que, nas estruturas onde não foram considerados os princípios do dimensionamento pela capacidade resistente, a distribuição de ductilidades entre pilares e vigas apresenta razoável uniformidade.

Os índices de dano atingidos nos pilares apresentam resultados compatíveis com as ductilidades em curvatura máximas destes elementos, verificando-se que os menores valores atingidos são os das estruturas onde se consideraram os princípios do dimensionamento pela capacidade resistente. No entanto, os índices máximos não correspondem necessariamente às ductilidades máximas, dado que, por um lado, a ductilidade disponível é variável de caso para caso, resultando de disposições construtivas igualmente variáveis e, por outro, os maiores danos resultam da maior duração dos acelerogramas de 30 segundos, como é possível observar, por exemplo, na Fig. 5.35 para o caso da estrutura DBD 1.5%.

De modo a facilitar a interpretação da Fig. 5.35, refere-se que cada divisão do gráfico, definida pelos eixos verticais a traço interrompido, representa um alinhamento vertical de pilares ou de vigas, consoante o referido no gráfico. Esses alinhamentos, no caso dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção  $X$ , são definidos de acordo com a Fig. 5.36. Os diversos alinhamentos que correspondem as várias divisões do gráfico da Fig. 5.35 seguem a mesma ordem com que aparecem na Fig. 5.36, da esquerda para a direita. No caso dos pilares, os valores do índice de dano representados em cada divisão correspondem aos valores atingidos nas secções extremas destes elementos de baixo para cima, entre os pisos 1 e 4. No caso das vigas, os valores do índice de dano representados em cada divisão correspondem aos valores atingidos nas secções extremas destes elementos, primeiro na secção da esquerda e depois na da direita, entre os pisos 1 e 4.

Observa-se, no entanto, que, em termos gerais, o dano em pilares apenas toma valores relevantes para a intensidade 2AP, especialmente nas estruturas onde não foram considerados os princípios do dimensionamento pela capacidade resistente.

Semelhantes observações podem ser apresentadas relativamente aos valores dos índices de dano atingidos pelas vigas. Salienta-se, no entanto, que, atendendo a que o seu valor ultrapassa, em alguns casos relativos aos acelerogramas compatíveis com a acção sísmica Tipo II, a unidade, o máximo teoricamente admitido, admite-se a possibilidade de rotura de alguns elementos por uma combinação duma solicitação elevada e do efeito de fadiga.

Apresentam-se na Fig 5.37 os índices de dano de Park e Ang globais máximos atingidos para as diversas estruturas estudadas e para as várias intensidades da acção. Tratando-se o índice de Park e Ang, quer local, quer global, dum índice cuja evolução ao longo do tempo conduz a valores não decrescentes, como se pode, por exemplo, observar pela Fig. 5.38 que apresenta a evolução do índice de Park e Ang global do pórtico EC8 DCH relativamente ao acelerograma AST2 – S2 e para a intensidade 2AP, os valores máximos correspondem aos valores atingidos no último instante dos acelerogramas. Os valores dos índices globais correspondem, como referido no capítulo anterior, à ponderação dos índices de dano locais das diversas secções de extremidade dos elementos estruturais com base na energia dissipada por essas secções.

Verifica-se, através da observação dos valores da Fig. 5.37, que as estruturas com os maiores índices de dano local não correspondem, necessariamente, às estruturas com os maiores índices de dano global, como é o caso, por exemplo, da estrutura RSA Estático. Tal efeito deve-se, fundamentalmente, à distribuição do dano pela estrutura. Assim, uma estrutura com níveis de dano elevados mas concentrados em determinadas zonas poderá ter um índice de dano global menor do que uma estrutura com danos médios mas distribuídos com alguma regularidade pela estrutura. Este facto permite concluir acerca da importância da análise dos níveis de dano estru-

tural em termos locais e globais de forma a obter-se uma melhor apreciação do estado global da estrutura.

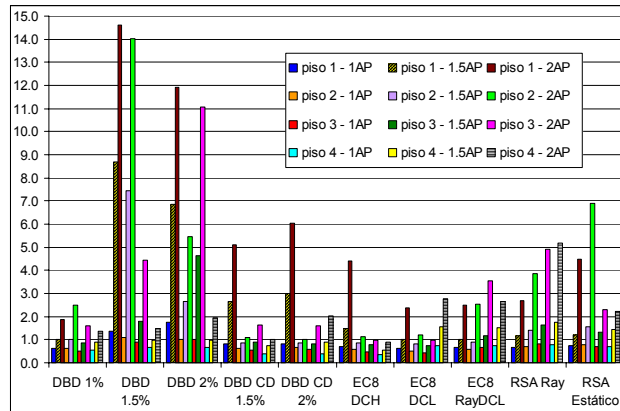


Fig. 5.30 – Ductilidade em curvatura dos pilares dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X.

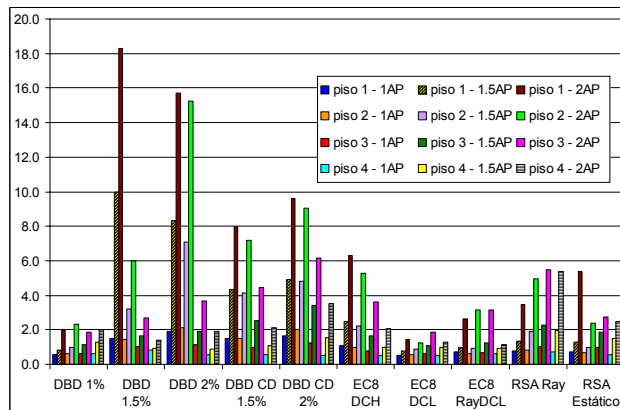


Fig. 5.31 – Ductilidade em curvatura das vigas dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X.

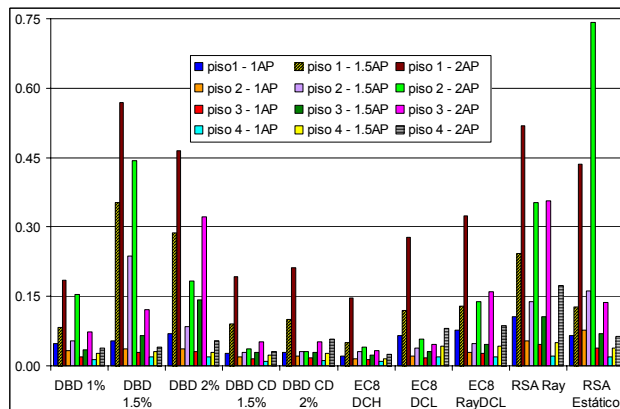


Fig. 5.32 – Índice de dano dos pilares dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X.

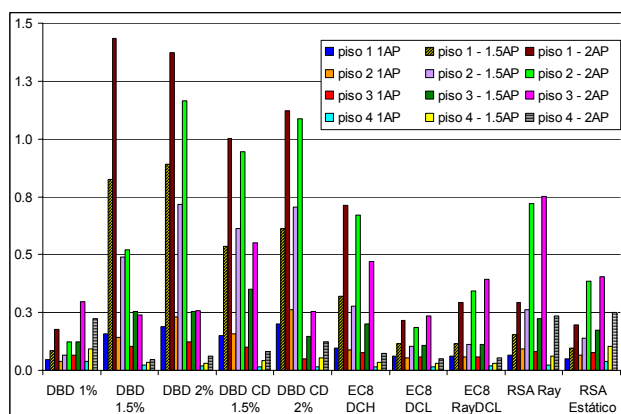


Fig. 5.33 – Índice de dano das vigas dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X.

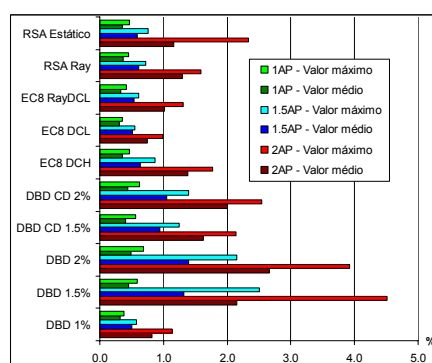


Fig. 5.34 – Deslocamentos entre pisos máximo e médio, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X.

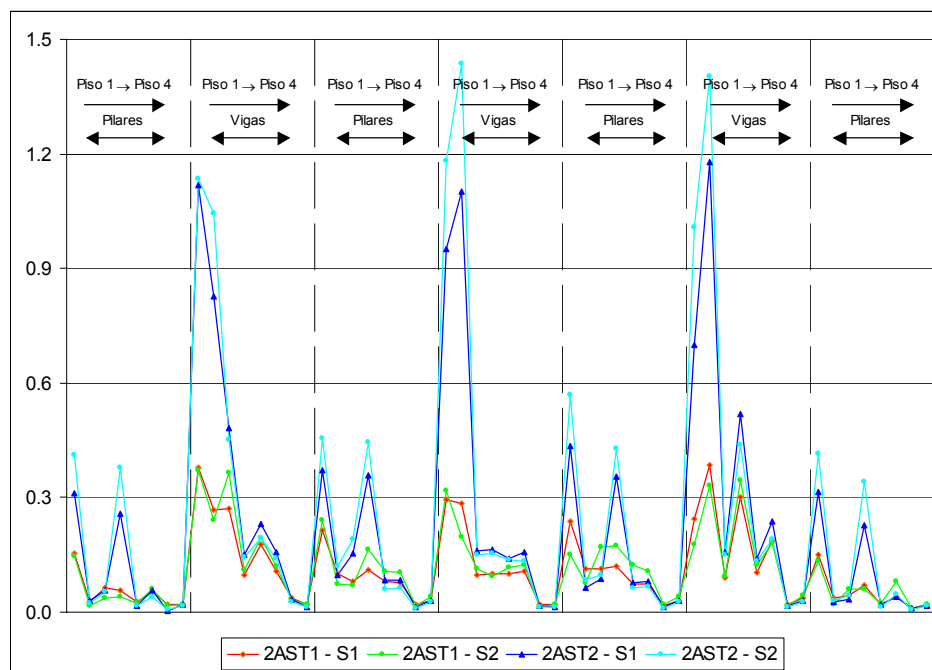


Fig. 5.35 – Comparação dos índices de dano atingidos pelo pórtico de 4 pisos segundo a direcção X da estrutura DBD 1.5% para a intensidade 2AP e para os vários acelerogramas.

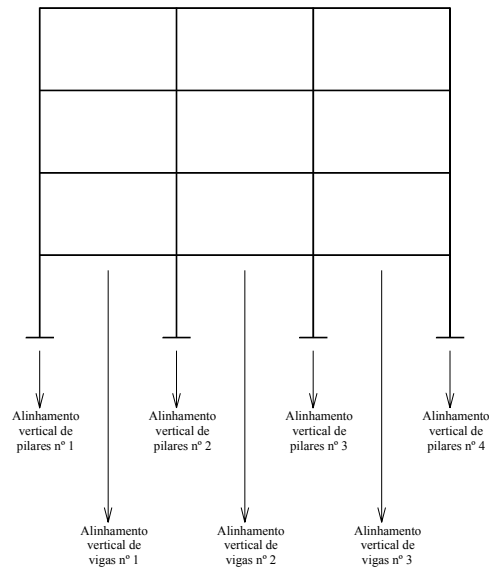


Fig. 5.36 – Alinhamentos verticais de pilares e de vigas para os pórtico de 4 pisos segundo a direcção X.

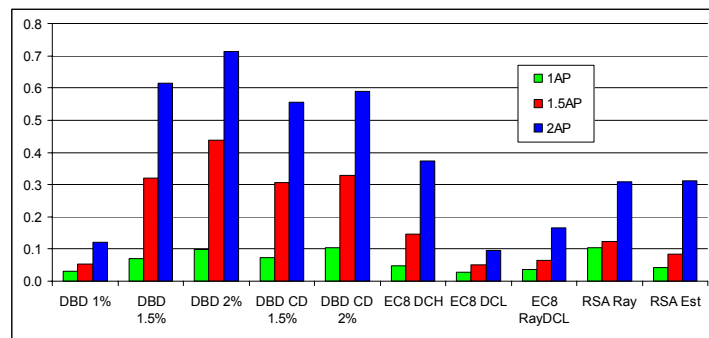


Fig. 5.37 – Índices de dano globais atingidos nos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X.

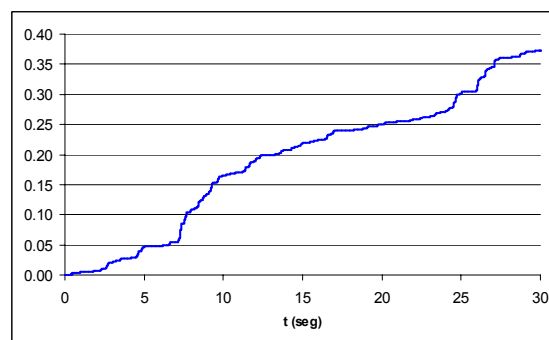


Fig. 5.38 – Evolução dum índice de dano global.

Observando o comportamento evidenciado por estas estruturas, é possível concluir que as maiores ductilidades exigidas nos pilares e nas vigas das estruturas associadas ao dimensionamento baseado em deslocamentos onde não foi considerado o dimensionamento pela capacidade resistente, embora, em certos casos, atingidas para uma intensidade da acção superior à que

conduz à deformada admitida no dimensionamento, se devem ao menor valor das forças sísmicas dessas estruturas conjugado com o facto das regras de dimensionamento do REBAP (1983) serem mais permissivas. Embora essas ductilidades, em alguns casos, tenham valores elevados, elas correspondem a um estado limite da estrutura definido pela deformada admitida no dimensionamento, ao qual estão associados deslocamentos consideráveis que não podem ser atingidos sem uma substancial mobilização do comportamento não linear das estruturas.

A considerável diferença de resultados obtidos entre as estruturas associadas ao dimensionamento baseado em deslocamentos com e sem consideração do dimensionamento pela capacidade resistente deve-se, essencialmente, à diferença de severidade entre as regras de dimensionamento do REBAP (1983) e do EC8 (1994). As regras preconizadas por este último tornam as estruturas menos deformáveis para as intensidades da acção consideradas, afastando-se, por isso, do objectivo pretendido, garantindo, no entanto uma maior uniformidade das ductilidades exigidas ao longo da altura.

Por outro lado, as diferenças verificadas entre os resultados da estrutura DBD 1% e as restantes associadas ao dimensionamento baseado em deslocamentos deve-se à diferença entre os respectivos valores das forças sísmicas. Sendo os da estrutura DBD 1% semelhantes ao da estrutura EC8 DCL, as percentagens de armadura necessárias são mais elevadas, não sendo, por isso, evidente a influência do REBAP (1983) no comportamento da estrutura.

Relativamente às restantes estruturas, quer nas associadas ao EC8 (1994), quer nas associadas ao REBAP (1983), é possível verificar que os valores máximos da ductilidade exigida são inversamente proporcionais aos valores das forças sísmicas consideradas. Relativamente à distribuição dessas exigências de ductilidade ao longo da altura, esta é, na maioria dos casos, condicionada pelo tipo de regras de pormenorização adoptadas, sendo função quer do regulamento considerado, quer da classe de ductilidade em análise.

Em termos dos índices de dano máximo local, verifica-se que os valores atingidos são nos pilares, essencialmente, função das regras de pormenorização adoptadas, especialmente, ao nível da armadura transversal, e nas vigas consideravelmente condicionados pelo tipo de acção, como já foi referido.

### **5.5.2.2 Direcção Y**

Nas Fig. 5.39 a 5.41 são apresentadas as deformadas laterais máximas correspondentes a cada estrutura, para as intensidades da acção 1AP, 1.5AP e 2AP, respectivamente.

Nas Fig. 5.42 a 5.44 são apresentados os deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, correspondentes a cada estrutura, para as intensidades da acção 1AP, 1.5AP e 2AP, respectivamente.

Na Fig. 5.45 apresenta-se uma comparação entre os deslocamentos máximos atingidos, para diferentes intensidades da acção, pelas estruturas dimensionadas com base em deslocamentos e as respectivas deformadas de projecto consideradas no capítulo 3.

Através da observação da Fig. 5.45 verifica-se que a estrutura DBD 1% atinge a deformada limite admitida no dimensionamento para a intensidade 1.5AP, tal com as estruturas DBD 1.5% e DBD 2%. No caso da estrutura DBD CD 1.5%, cuja deformada lateral para a intensidade 1.5AP é praticamente coincidente com a da estrutura DBD CD 2%, admite-se que a deformada de projecto é atingida para a intensidade 1.5AP. Por seu lado, considera-se que a estrutura DBD CD 2% atinge a deformada de projecto para a intensidade 2AP.

Na Fig. 5.46 apresenta-se uma comparação entre os deslocamentos máximos dos pisos das estruturas dimensionadas com base no EC8 (1994), para diferentes intensidades da acção, e as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento.

Pode observar-se na Fig. 5.46 que, enquanto para as estruturas EC8 DCL e EC8 RayDCL as deformadas atingidas para a intensidade 1AP se encontram sempre abaixo da deformada de projecto majorada pelo respectivo coeficiente de comportamento, no caso da estrutura EC8 DCH, a deformada atingida para esta intensidade da acção coincide, praticamente, com a deformada de projecto majorada pelo respectivo coeficiente de comportamento.

De forma semelhante, apresenta-se, na Fig. 5.47, uma comparação entre os deslocamentos máximos dos pisos das estruturas dimensionadas com base no RSA (1983), para diferentes intensidades da acção, e as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento.

Pode observar-se na Fig. 5.47 que, em ambos os casos, a deformada atingida para a intensidade 1AP se encontra acima da deformada de projecto majorada pelo respectivo coeficiente de comportamento, o que indicia uma inadequação das regras de dimensionamento consideradas nestas estruturas face à teoria subjacente à definição dos coeficientes de comportamento.

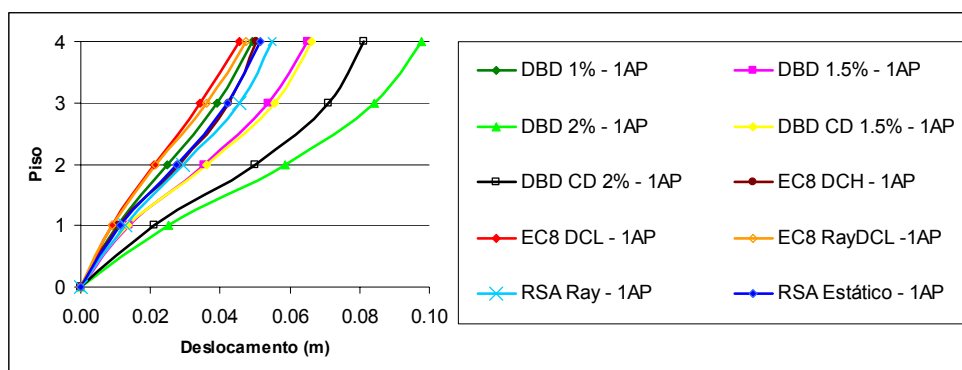


Fig. 5.39 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 1AP.

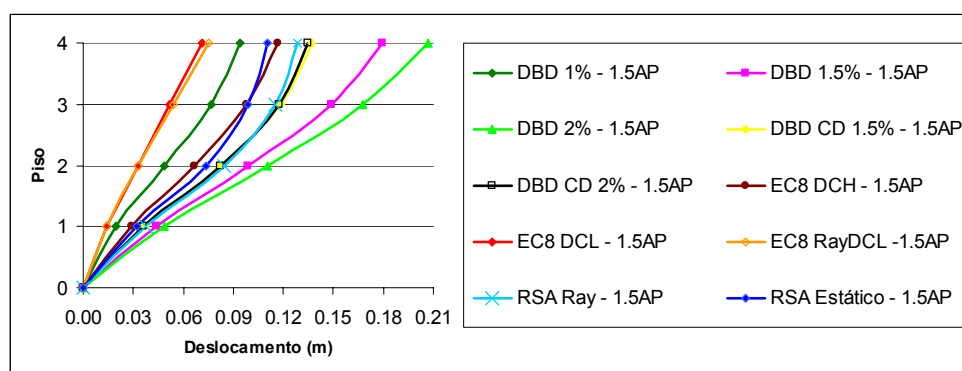


Fig. 5.40 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 1.5AP.

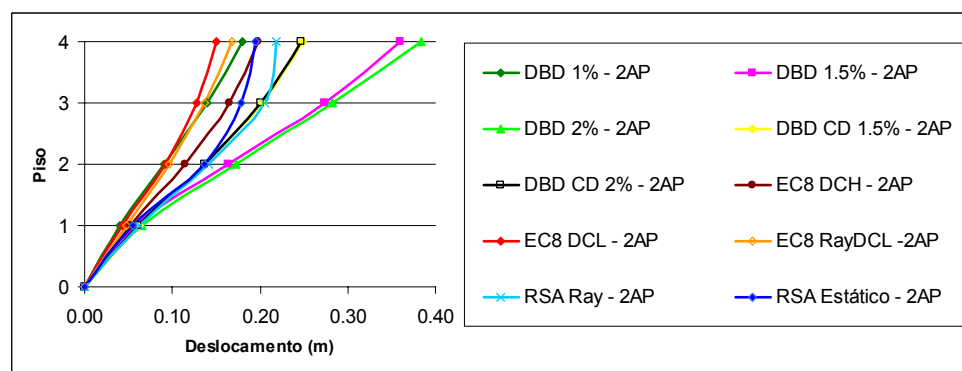


Fig. 5.41 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 2AP.

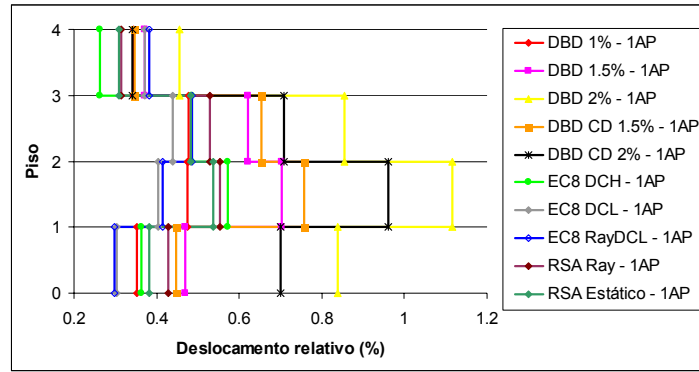


Fig. 5.42 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1AP.

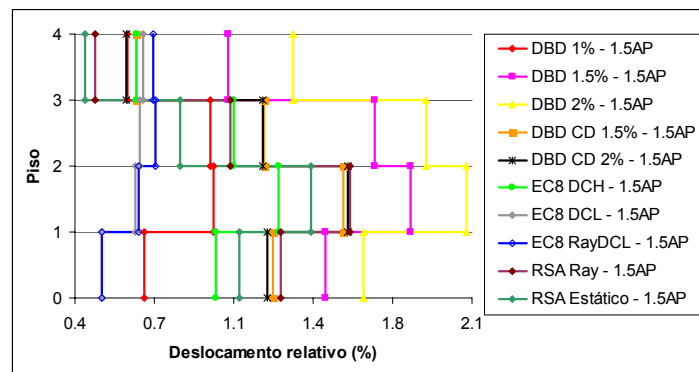


Fig. 5.43 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1.5AP.

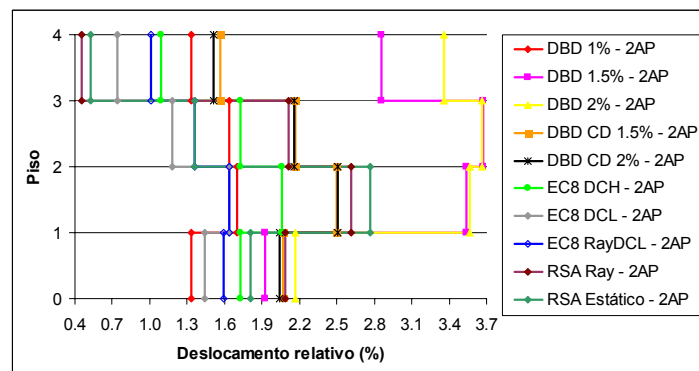


Fig. 5.44 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 2AP.

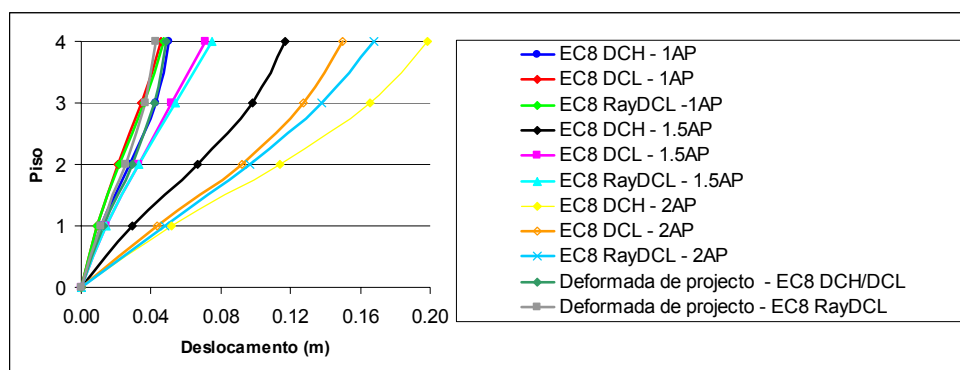


Fig. 5.45 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y dimensionados com base em deslocamentos com as deformadas de projecto.

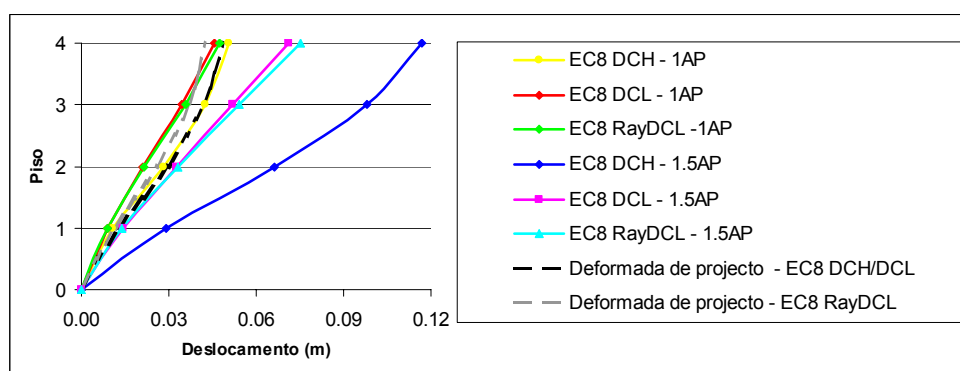


Fig. 5.46 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y dimensionados com base no EC8 (1994) com as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento.

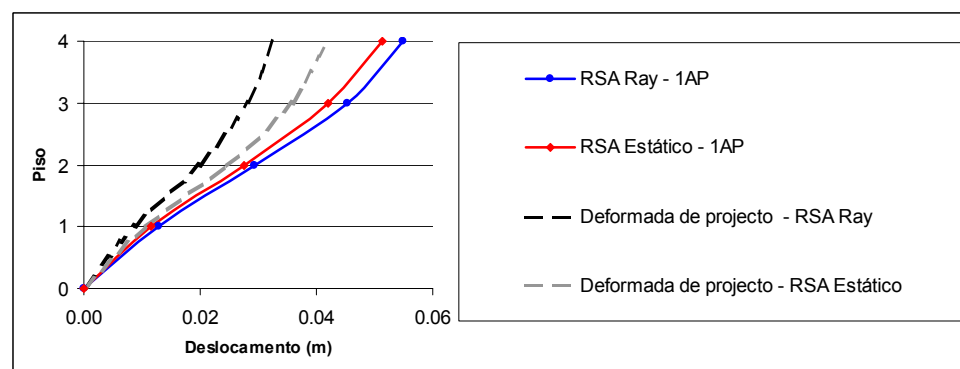


Fig. 5.47 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y dimensionados com base no RSA (1983) com as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento.

Apresentam-se nas Fig. 5.48 e 5.49 as ductilidades em curvatura máximas atingidas em cada piso pelos pilares e pelas vigas, respectivamente, para cada estrutura considerada e para as várias intensidades da acção.

Apresentam-se nas Fig. 5.50 e 5.51 os índices de dano de Park e Ang máximos atingidos em cada piso pelos pilares e pelas vigas, respectivamente, para cada estrutura considerada e para as várias intensidades da acção.

Apresentam-se na Fig. 5.52 os deslocamentos entre pisos máximo e médio, normalizados pela altura de piso, atingidos por cada estrutura considerada e para as várias intensidades da acção.

Relativamente à ductilidade em curvatura atingida nos pilares das diversas estruturas, verifica-se que, à semelhança do verificado para as estruturas segundo a direcção  $X$ , as estruturas em que foi considerado o dimensionamento baseado em deslocamentos apresentam valores consideráveis desta grandeza após serem atingidas as deformadas limite admitidas na fase de dimensionamento. Por outro lado, tal como observado em relação às estruturas segundo a direcção  $X$ , nas diversas estruturas em que foram considerados os princípios do dimensionamento pela capacidade resistente, verifica-se que as ductilidades são, na maioria dos casos, inferiores à unidade, excepto nos pilares do piso 1, mais propriamente na secção inferior desses elementos. Nos casos onde tal não acontece, as ductilidades atingidas têm valores reduzidos.

Em relação às ductilidades que solicitam as vigas, as conclusões apresentadas relativamente ao comportamento dos pilares das estruturas dimensionadas pelo método baseado em deslocamentos podem ser extrapoladas para o comportamento das vigas. É possível, igualmente, observar que, nas estruturas onde não foram considerados os princípios do dimensionamento pela capacidade resistente, a distribuição de ductilidades entre pilares e vigas apresenta razoável uniformidade, verificando-se, no entanto, em alguns casos que as ductilidades atingidas pelos pilares são maiores do que as atingidas pelas vigas, o que não coloca do lado da segurança o comportamento dessas estruturas.

Também segundo esta direcção os índices de dano atingidos nos pilares apresentam resultados compatíveis com as ductilidades em curvatura máximas destes elementos, verificando-se que os menores valores atingidos são os das estruturas onde se consideraram os princípios do dimensionamento pela capacidade resistente. No entanto, à semelhança do verificado segundo a direcção  $X$ , os índices máximos não correspondem necessariamente às ductilidades máximas, devido às razões apresentadas em 5.5.2.1. Observa-se, igualmente nesta direcção, que o dano em pilares apenas toma valores relevantes para a intensidade 2AP, especialmente nas estruturas onde não foram considerados os princípios do dimensionamento pela capacidade resistente.

Semelhantes observações podem ser apresentadas relativamente aos valores dos índices de dano atingidos pelas vigas, salientando-se que, tal como acontece nas estruturas da direcção  $X$ , o seu valor ultrapassa o valor máximo teoricamente admitido, em alguns casos relativos aos acelerogramas compatíveis com a acção sísmica Tipo II, admitindo-se a possibilidade de rotura de alguns elementos por uma combinação que resulta duma solicitação elevada e do efeito de fadiga. Por outro lado, é possível observar que os valores do índice de dano atingidos nestes elementos segundo esta direcção, embora não tenham valores máximos superiores aos da direcção  $X$ , têm uma distribuição mais uniforme.

A maior influência nos índices de dano da maior duração dos acelerogramas de 30 segundos pode ser observada, por exemplo, na Fig. 5.53 para o caso da estrutura DBD CD 1.5%. Salienta-se que a interpretação deste gráfico segue, agora para um pórtico de 4 pisos segundo a direcção  $Y$ , as instruções anteriormente referidas relativas à interpretação da Fig. 5.35.

Apresentam-se na Fig 5.54 os índices de dano de Park e Ang globais máximos atingidos para as diversas estruturas estudadas e para as várias intensidades da acção.

Verifica-se, através da observação dos valores da Fig. 5.54, que, à semelhança do verificado para os pórticos da direcção  $X$ , as estruturas com os maiores índices de dano local não correspondem, necessariamente, às estruturas com os maiores índices de dano global, como é o caso, por exemplo, da estrutura RSA Ray, justificando-se tal efeito através do exposto em 5.5.2.1.

De um modo geral, verifica-se que os comentários efectuados relativamente às curvaturas e índices de dano atingidos nos pórticos da direcção  $X$  podem, igualmente, ser aplicados aos da direcção  $Y$ .

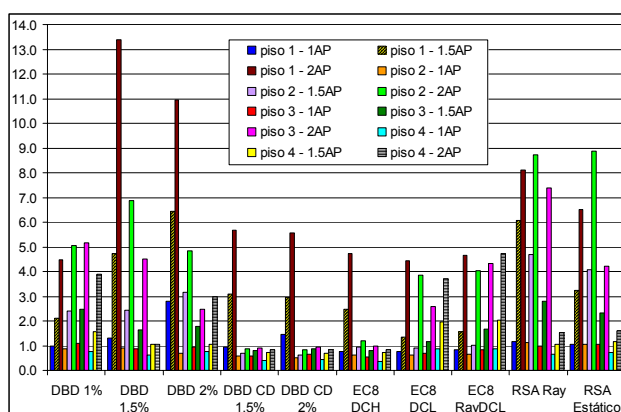


Fig. 5.48 – Ductilidade em curvatura dos pilares dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção  $Y$ .

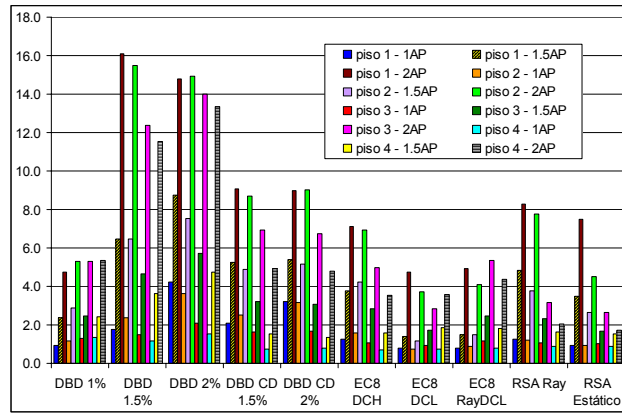


Fig. 5.49 – Ductilidade em curvatura das vigas dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y.

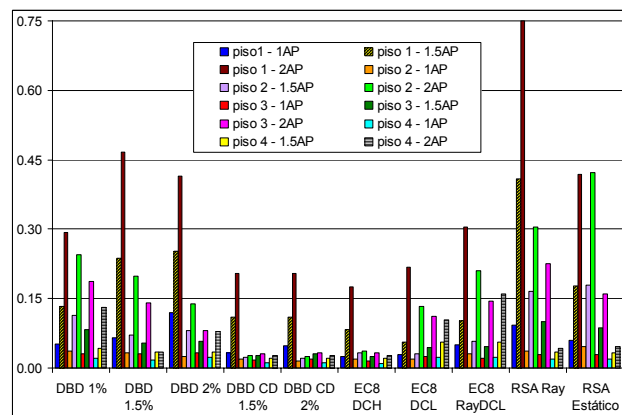


Fig. 5.50 – Índice de dano dos pilares dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y.

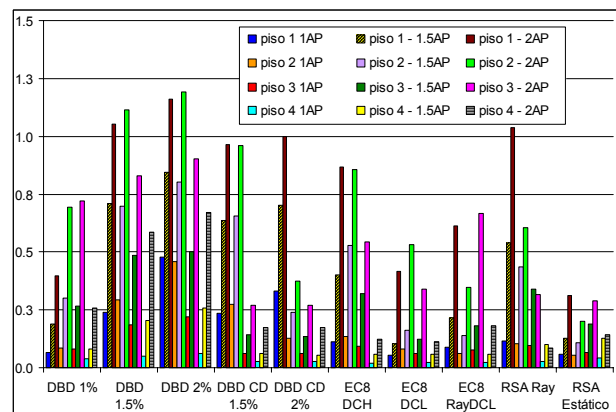


Fig. 5.51 – Índice de dano das vigas dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y.

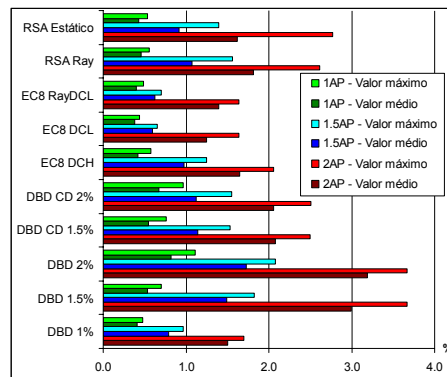


Fig. 5.52 – Deslocamentos entre pisos máximo e médio, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y.

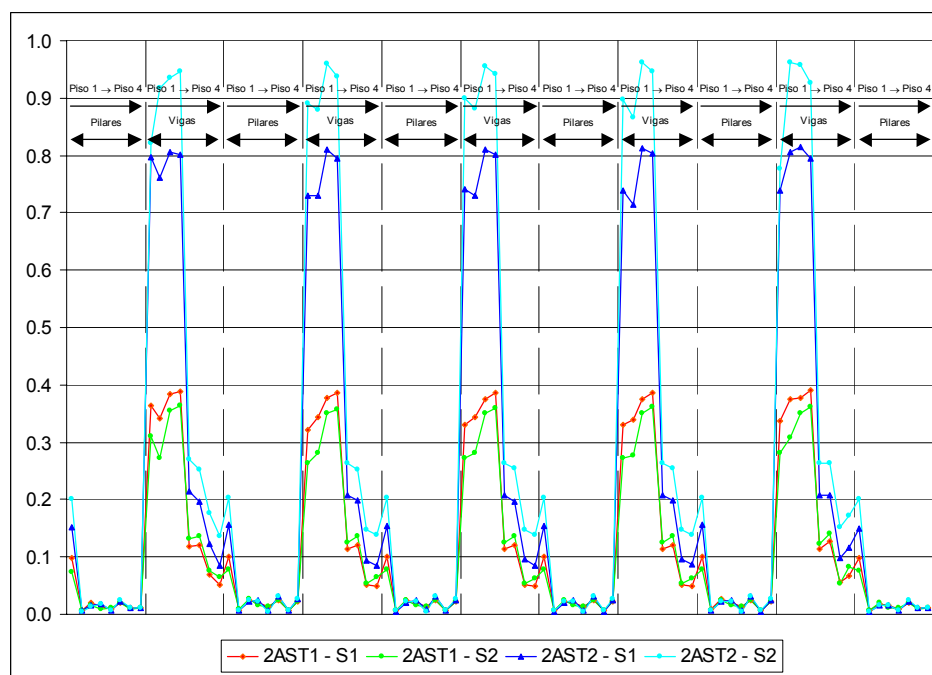


Fig. 5.53 – Comparação dos índices de dano atingidos pelo pórtico de 4 pisos segundo a direcção Y da estrutura DBD CD 1.5% para a intensidade 2AP e para os vários acelerogramas.

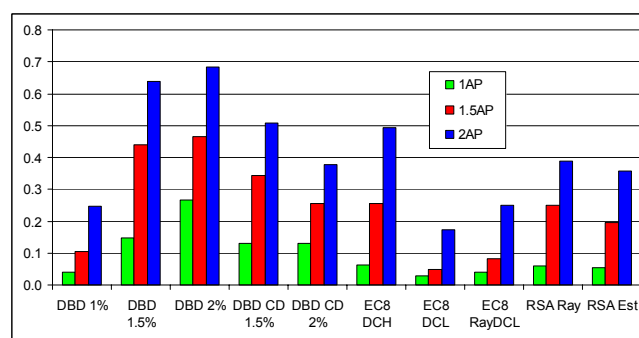


Fig. 5.54 – Índices de dano globais atingidos nos pórticos de 4 pisos segundo a direcção Y.

### **5.5.3 Resultados das análises não lineares dinâmicas – estruturas de 8 pisos**

#### **5.5.3.1 Direcção X**

Nas Fig. 5.55 a 5.57 são apresentadas as deformadas laterais máximas correspondentes a cada estrutura, para as intensidades da acção 1AP, 1.5AP e 2AP, respectivamente.

Nas Fig. 5.58 a 5.60 são apresentados os deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, correspondentes a cada estrutura, para as intensidades da acção 1AP, 1.5AP e 2AP, respectivamente.

Na Fig. 5.61 apresenta-se uma comparação entre os deslocamentos máximos atingidos, para diferentes intensidades da acção, pelas estruturas dimensionadas com base em deslocamentos e as respectivas deformadas de projecto consideradas no capítulo 3.

Através da observação da Fig. 5.61 verifica-se que a estrutura DBD 1% atinge a deformada limite admitida no dimensionamento para uma intensidade intermédia a 1.5AP e 2AP, a estrutura DBD 1%Pr, para uma intensidade igualmente intermédia às intensidades 1.5AP e 2AP, embora mais próxima da intensidade 2AP, a estrutura DBD CD 1%, para a intensidade 2AP, e a estrutura DBD CD 1%Pr, para uma intensidade intermédia às intensidades 1.5AP e 2AP, embora mais próxima da intensidade 2AP.

Na Fig. 5.62 apresenta-se uma comparação entre os deslocamentos máximos dos pisos das estruturas dimensionadas com base no EC8 (1994), para diferentes intensidades da acção, e as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento.

Pode observar-se na Fig. 5.62 que as deformadas atingidas para a intensidade 1AP se encontram sempre abaixo da deformada de projecto majorada pelo respectivo coeficiente de comportamento.

De forma semelhante, apresenta-se, na Fig. 5.63, uma comparação entre os deslocamentos máximos dos pisos das estruturas dimensionadas com base no RSA (1983), para diferentes intensidades da acção, e as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento.

Pode observar-se na Fig. 5.63 que, em ambas as estruturas, a deformada atingida para a intensidade 1AP se encontra abaixo da deformada de projecto majorada pelo respectivo coeficiente de comportamento.

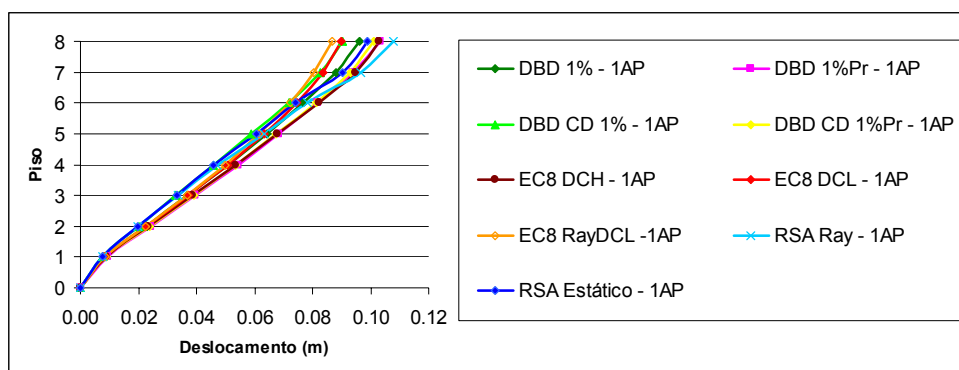


Fig. 5.55 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1AP.

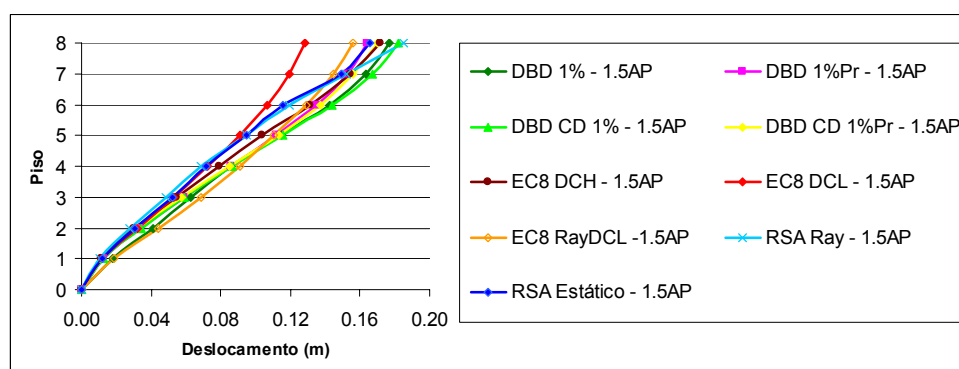


Fig. 5.56 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1.5AP.

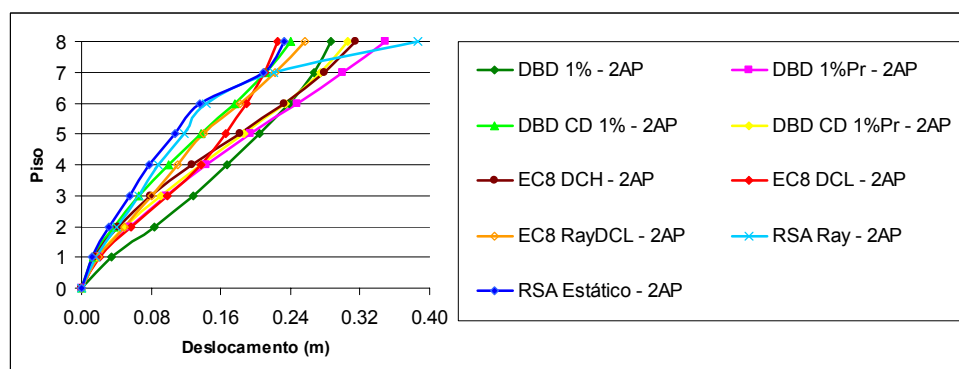


Fig. 5.57 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X para a intensidade 2AP.

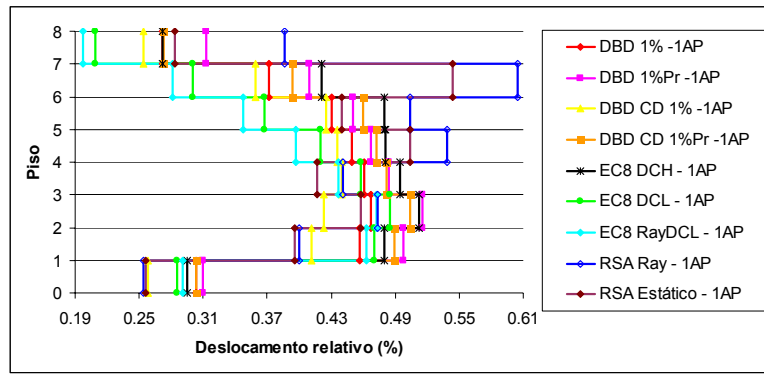


Fig. 5.58 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1AP.

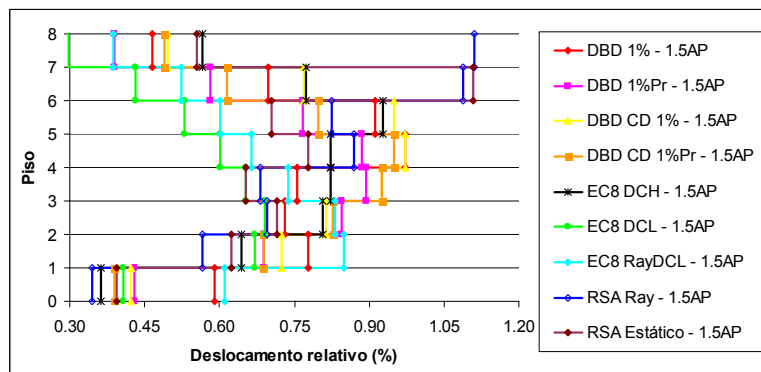


Fig. 5.59 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X para a intensidade 1.5AP.

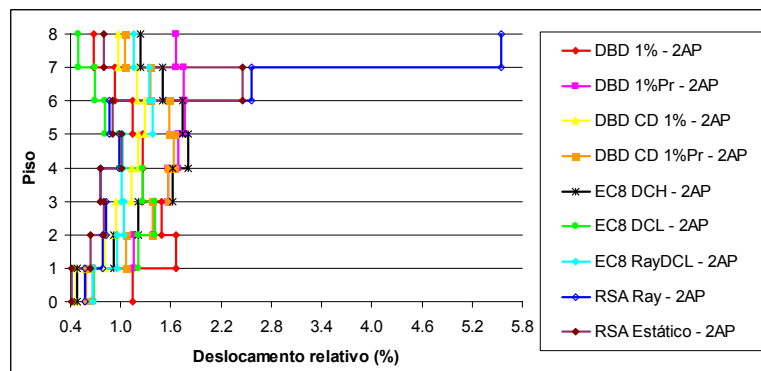


Fig. 5.60 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X para a intensidade 2AP.

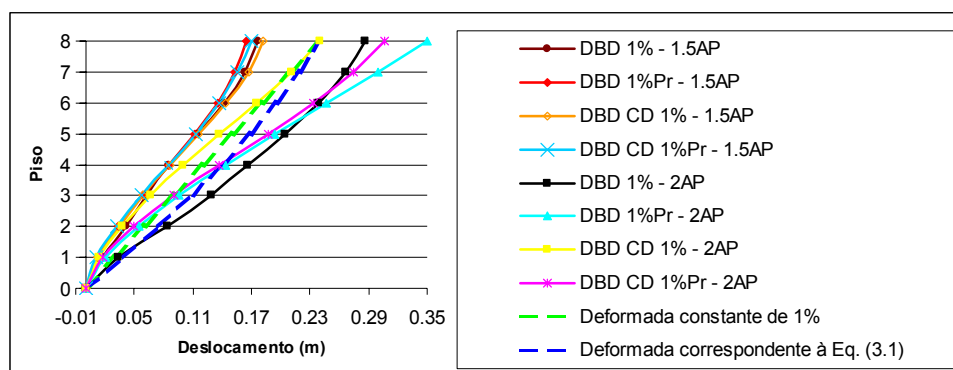


Fig. 5.61 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X dimensionados com base em deslocamentos com as deformadas de projecto.

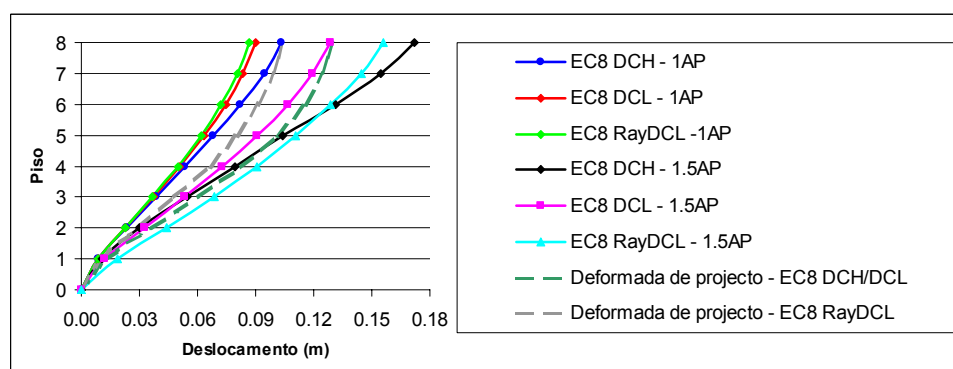


Fig. 5.62 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X dimensionados com base no EC8 (1994) com as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento.

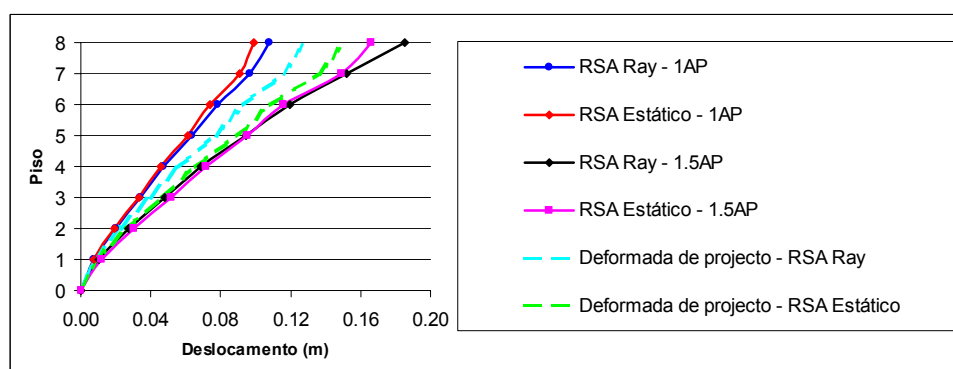


Fig. 5.63 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X dimensionados com base no RSA (1983) com as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento.

Apresentam-se nas Fig. 5.64 e 5.65 as ductilidades em curvatura máximas atingidas em cada piso pelos pilares e pelas vigas, respectivamente, para cada estrutura considerada e para as várias intensidades da acção.

Apresentam-se nas Fig. 5.66 e 5.67 os índices de dano de Park e Ang máximos atingidos em cada piso pelos pilares e pelas vigas, respectivamente, para cada estrutura considerada e para as várias intensidades da acção.

Apresentam-se na Fig. 5.68 os deslocamentos entre pisos máximo e médio, normalizados pela altura de piso, atingidos por cada estrutura considerada e para as várias intensidades da acção.

Relativamente à ductilidade em curvatura atingida nos pilares das diversas estruturas, verifica-se que, nas estruturas em que foi considerado o dimensionamento baseado em deslocamentos, com a excepção da estrutura DBD 1%, não são solicitados valores consideráveis desta grandeza após serem atingidas as deformadas limite admitidas na fase de dimensionamento. Por outro lado, nas diversas estruturas em que foram considerados os princípios do dimensionamento pela capacidade resistente, verifica-se que as ductilidades são, na maioria dos casos, inferiores à unidade, excepto nos pilares do piso 1, mais propriamente na secção inferior desses elementos. Nos casos onde tal não acontece, as ductilidades atingidas têm valores reduzidos e facilmente comportáveis. Em termos globais, os valores máximos da ductilidade em curvatura dos pilares são baixos, inclusivamente para a intensidade da acção 2AP, excepto no caso dos pilares dos pisos 7 e 8 da estrutura RSA Ray e do piso 7 da estrutura RSA Estático, relativamente aos quais se pode concluir existir uma clara rotura dos mesmos.

Em relação às ductilidades que solicitam as vigas, nas estruturas dimensionadas pelo método baseado em deslocamentos, ao contrário do que acontece nos pilares dessas estruturas, verificam-se valores consideráveis desta grandeza após serem atingidas as deformadas limite admitidas na fase de dimensionamento. Com a excepção das estruturas RSA Ray e RSA Estático, onde os valores da ductilidade das vigas dos últimos pisos corroboram as conclusões apresentadas relativamente ao comportamento dos respectivos pilares, é possível, igualmente, observar a existência duma razoável distribuição em altura das ductilidades nestes elementos, observando-se poucas diferenças ao nível qualitativo dessa distribuição entre os casos onde foram considerados os princípios do dimensionamento pela capacidade resistente e os casos onde não foram considerados.

Os índices de dano atingidos nos pilares apresentam resultados compatíveis com as ductilidades em curvatura máximas destes elementos. Embora na globalidade os valores de dano sejam baixos, exceptuando os valores dos já referidos pisos da estruturas RSA Ray e RSA Estático e os pisos inferiores da estrutura DBD 1% para a intensidade 2AP, para qual já foi ultrapassada a deformada objectivo, verifica-se que os menores valores atingidos são os das estruturas

onde se consideraram os princípios do dimensionamento pela capacidade resistente. À semelhança do que acontece nas estruturas de 4 pisos, também neste caso se verifica que os índices máximos não correspondem necessariamente às ductilidades máximas. Também nestas estruturas é apreciável a maior influência da maior duração dos acelerogramas de 30 segundos, como é possível, por exemplo, observar na Fig. 5.69 para o caso da estrutura DBD 1%.

Salienta-se que a interpretação deste gráfico segue, agora para um pórtico de 8 pisos segundo a direcção *X*, as instruções anteriormente referidas relativas à interpretação da Fig. 5.35.

Relativamente aos valores dos índices de dano atingidos pelas vigas, salienta-se a razoável uniformidade da sua distribuição em altura, especialmente nas estruturas mais deformáveis, com a excepção das referidas estruturas dimensionadas com base no RSA (1983). Para as estruturas dimensionadas com base em deslocamentos, observam-se valores com alguma significância para a intensidade 2AP, intensidade para a qual a deformada objectivo é ou já foi atingida. Tal como acontece relativamente aos índices de dano dos pilares, também neste caso é apreciável a maior influência da maior duração dos acelerogramas de 30 segundos.

Apresentam-se na Fig 5.70 os índices de dano de Park e Ang globais máximos atingidos para as diversas estruturas estudadas e para as várias intensidades da acção.

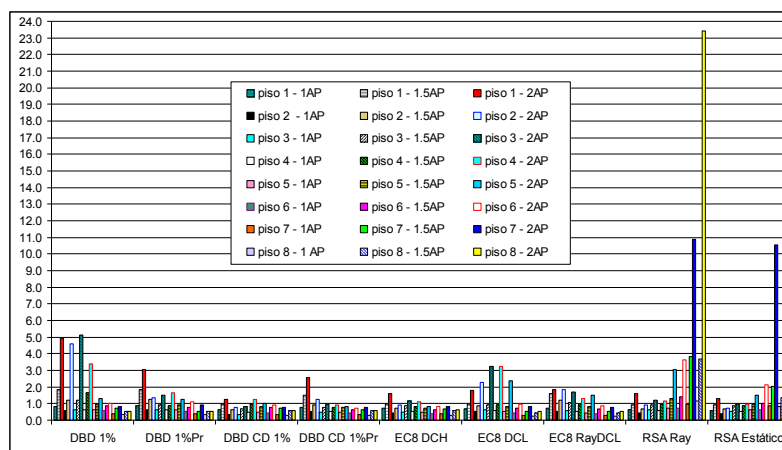


Fig. 5.64 – Ductilidade em curvatura dos pilares dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção *X*.

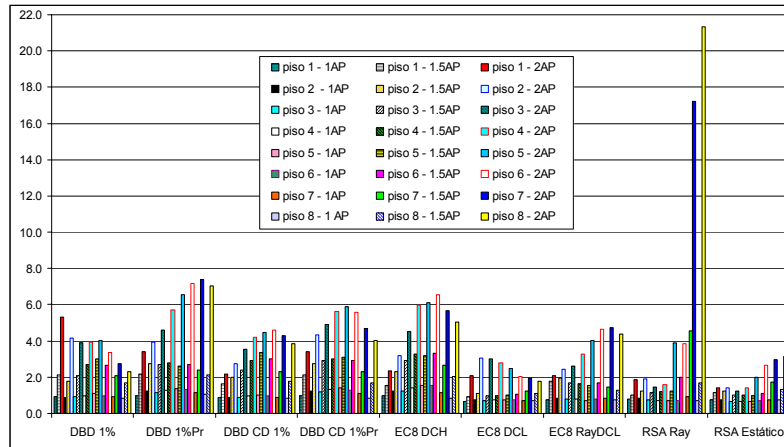


Fig. 5.65 – Ductilidade em curvatura das vigas dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X.

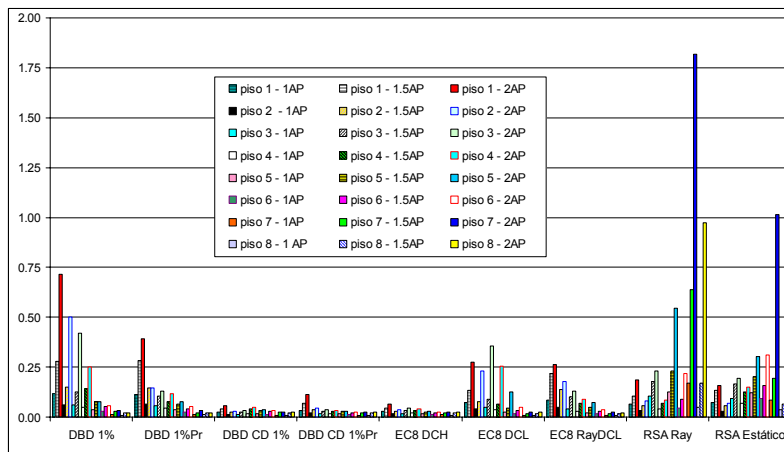


Fig. 5.66 – Índice de dano dos pilares dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X.

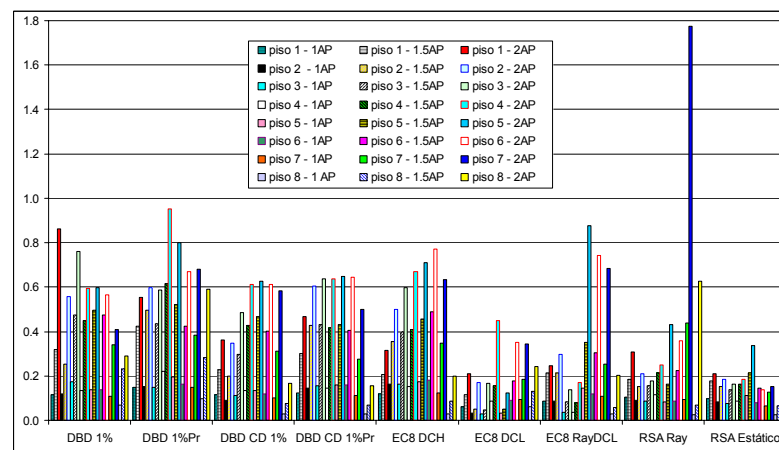


Fig. 5.67 – Índice de dano das vigas dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X.

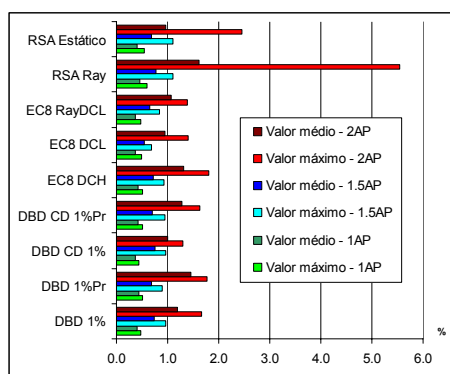


Fig. 5.68 – Deslocamentos entre pisos máximo e médio, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X.

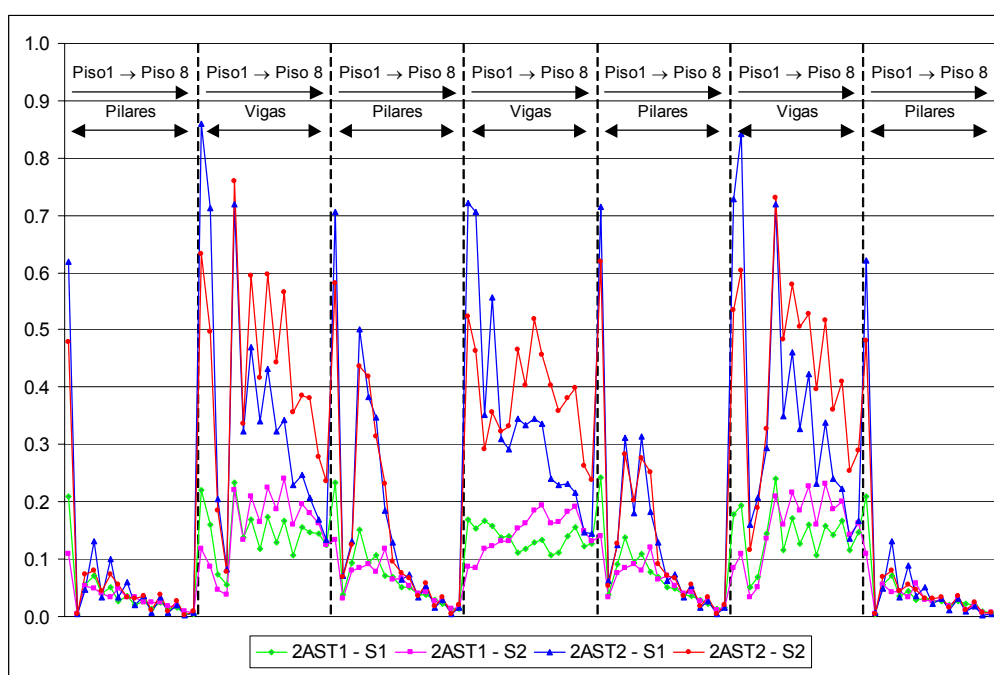


Fig. 5.69 – Comparação dos índices de dano atingidos pelo pórtico de 8 pisos segundo a direcção X da estrutura DBD 1% para a intensidade 2AP e para os vários acelerogramas.

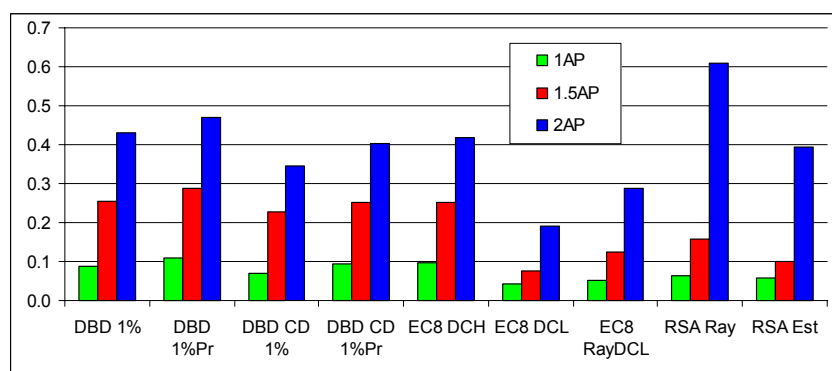


Fig. 5.70 – Índices de dano globais atingidos nos pórticos de 8 pisos segundo a direcção X.

De um modo geral, no que respeita às estruturas onde foi considerado o dimensionamento baseado em deslocamentos, as diferenças entre os casos onde foi considerada a pormenorização com base no REBAP (1983) e onde foi considerada com base no EC2 (1998) e no EC8 (1994) é menos evidente, verificando-se mais diferenças ao nível dos pilares.

No que respeita às restantes estruturas, verifica-se que as baseadas no EC8 (1994) apresentam maiores níveis de ductilidade exigida nas vigas quanto maior for a classe de ductilidade, e que para uma mesma classe de ductilidade, esses valores são tanto maiores quanto menores forem as forças sísmicas consideradas no dimensionamento.

Nas estruturas baseadas no REBAP (1983) e no RSA (1983) observa-se que o colapso dos últimos pisos condiciona a distribuição da ductilidade e do dano dos restantes elementos. Pode, no entanto, verificar-se que para as intensidades da acção onde esse colapso ainda não ocorreu que o comportamento é semelhante ao da estruturas baseadas no EC8 (1994), havendo, apesar disso, sempre uma tendência para concentrar as maiores solicitações nos últimos pisos devido à diminuição das respectivas secções dos pilares.

### **5.5.3.2 Direcção Y**

Nas Fig. 5.71 a 5.73 são apresentadas as deformadas laterais máximas correspondentes a cada estrutura, para as intensidades da acção 1AP, 1.5AP e 2AP, respectivamente.

Nas Fig. 5.74 a 5.76 são apresentados os deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, correspondentes a cada estrutura, para as intensidades da acção 1AP, 1.5AP e 2AP, respectivamente.

Na Fig. 5.77 apresenta-se uma comparação entre os deslocamentos máximos atingidos, para diferentes intensidades da acção, pelas estruturas dimensionadas com base em deslocamentos e as respectivas deformadas de projecto consideradas no capítulo 3.

Através da observação da Fig. 5.77 verifica-se que todas as estruturas dimensionadas com base em deslocamentos atingem a respectiva deformada limite admitida no dimensionamento para a intensidade 1.5AP.

Na Fig. 5.78 apresenta-se uma comparação entre os deslocamentos máximos dos pisos das estruturas dimensionadas com base no EC8 (1994), para diferentes intensidades da acção, e as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento.

Pode observar-se na Fig. 5.78 que apenas a deformada atingida para a intensidade 1AP relativa à estrutura EC8 DCL se encontra abaixo da deformada de projecto majorada pelo respectivo coeficiente de comportamento.

De forma semelhante, apresenta-se, na Fig. 5.79, uma comparação entre os deslocamentos máximos dos pisos das estruturas dimensionadas com base no RSA (1983), para diferentes intensidades da acção, e as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento.

Pode observar-se na Fig. 5.79 que, em ambas as estruturas, a deformada atingida para a intensidade 1AP se encontra abaixo da deformada de projecto majorada pelo respectivo coeficiente de comportamento.

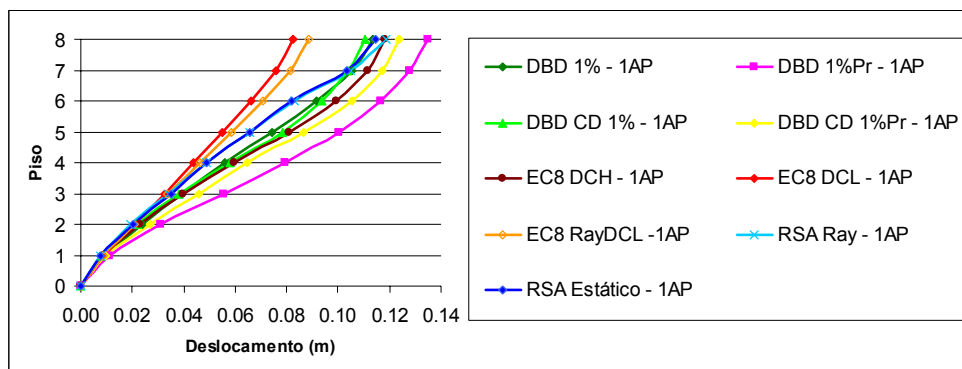


Fig. 5.71 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 1AP.

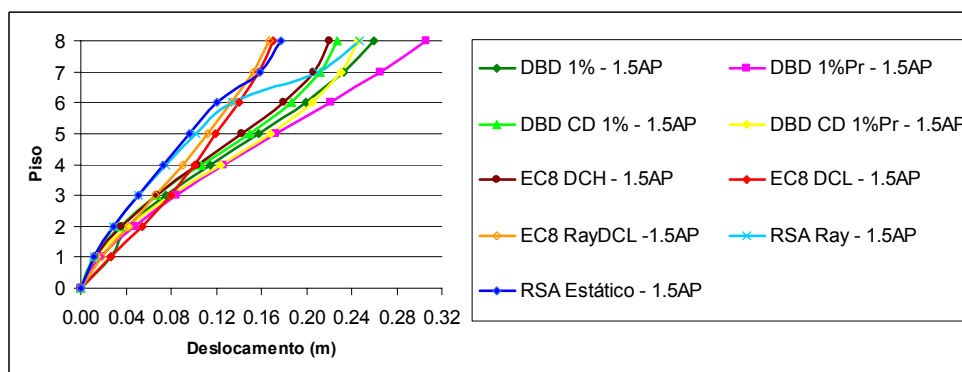


Fig. 5.72 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 1.5AP.

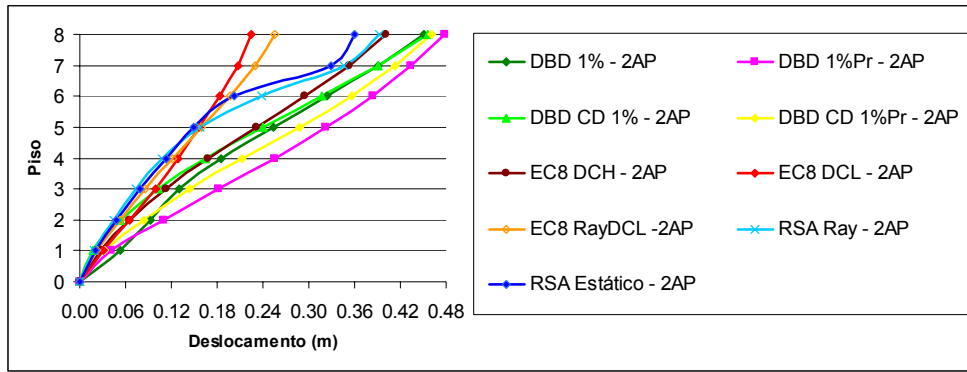


Fig. 5.73 – Deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 2AP.

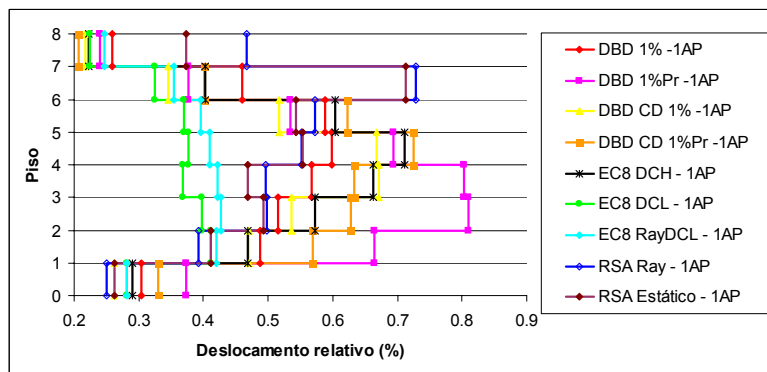


Fig. 5.74 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 1AP.

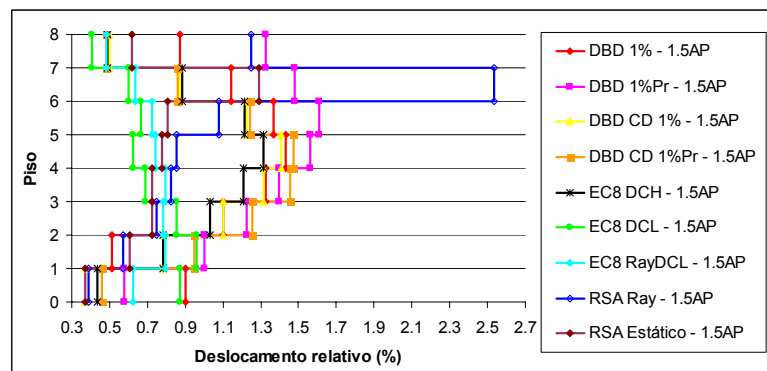


Fig. 5.75 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 1.5AP.

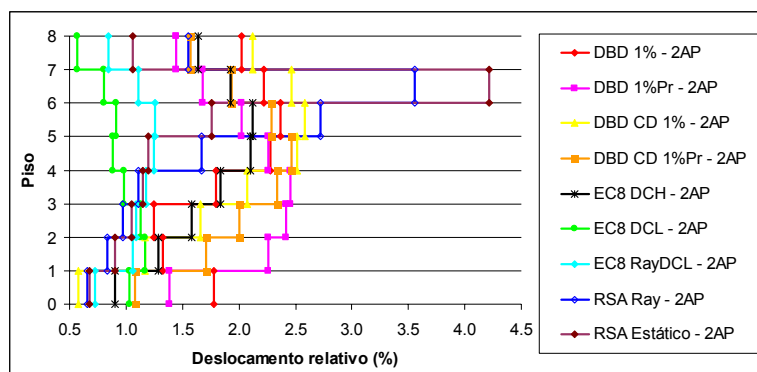


Fig. 5.76 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y para a intensidade 2AP.

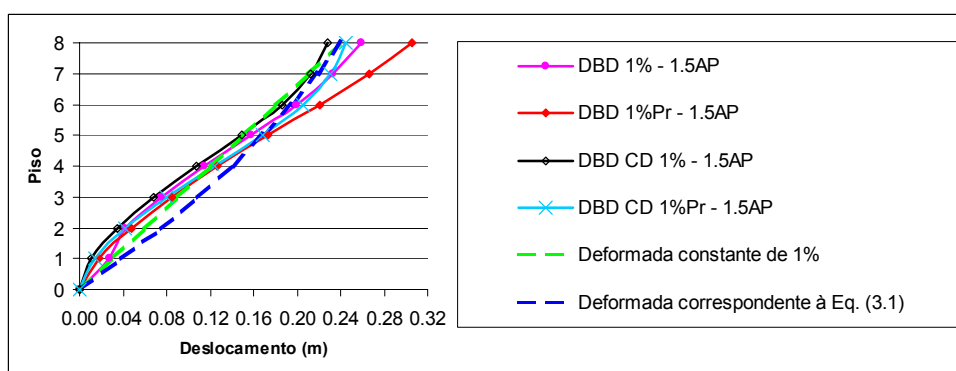


Fig. 5.77 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y dimensionados com base em deslocamentos com as deformadas de projecto.

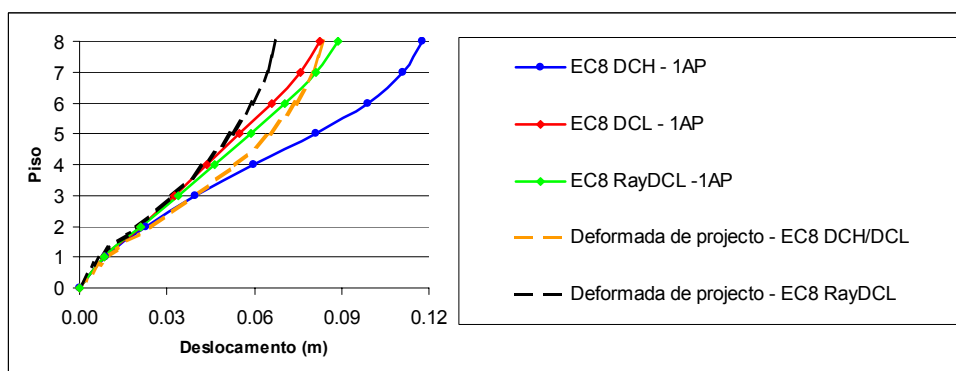


Fig. 5.78 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y dimensionados com base no EC8 (1994) com as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento.

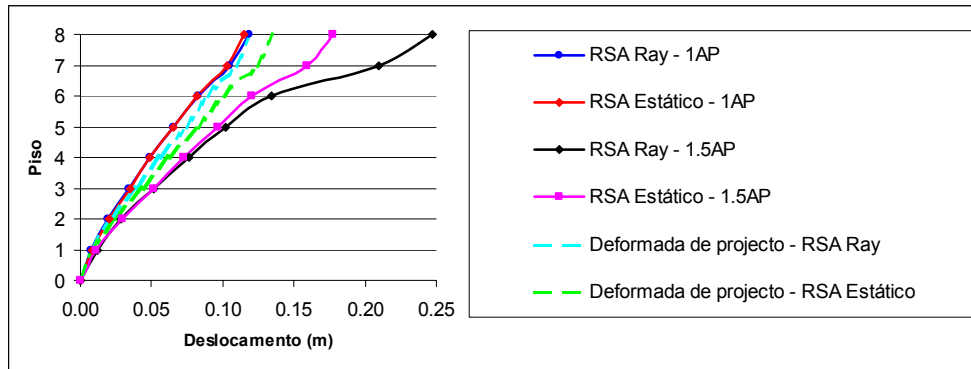


Fig. 5.79 – Comparação dos deslocamentos máximos dos pisos dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y dimensionados com base no RSA (1983) com as deformadas de projecto majoradas pelo respectivo coeficiente de comportamento.

Apresentam-se nas Fig. 5.80 e 5.81 as ductilidades em curvatura máximas atingidas em cada piso pelos pilares e pelas vigas, respectivamente, para cada estrutura considerada e para as várias intensidades da acção.

Apresentam-se nas Fig. 5.82 e 5.83 os índices de dano de Park e Ang máximos atingidos em cada piso pelos pilares e pelas vigas, respectivamente, para cada estrutura considerada e para as várias intensidades da acção.

Apresentam-se na Fig. 5.84 os deslocamentos entre pisos máximo e médio, normalizados pela altura de piso, atingidos por cada estrutura considerada e para as várias intensidades da acção.

Relativamente à ductilidade em curvatura atingida nos pilares das diversas estruturas, verifica-se que as estruturas em que foi considerado o dimensionamento baseado em deslocamentos apresentam valores consideráveis desta grandeza após serem atingidas as deformadas limite admitidas na fase de dimensionamento. Por outro lado, nas diversas estruturas em que foram considerados os princípios do dimensionamento pela capacidade resistente, verifica-se que as ductilidades são, na maioria dos casos, inferiores à unidade, excepto nos pilares do piso 1, mais propriamente na secção inferior desses elementos. Nos casos onde tal não acontece, as ductilidades atingidas têm valores reduzidos. Com a excepção dos pilares do piso 1, os valores máximos da ductilidade em curvatura dos pilares são, em termos globais, baixos, inclusivamente para a intensidade da acção 2AP, excepto no caso dos pilares dos pisos 6, 7 e 8 da estrutura RSA Ray e dos pisos 6 e 7 da estrutura RSA Estático, relativamente aos quais se pode concluir existir uma clara rotura dos mesmos.

Em relação às ductilidades que solicitam as vigas, nas estruturas dimensionadas pelo método baseado em deslocamentos, e à semelhança do que acontece nos pilares dessas estruturas, verificam-se valores consideráveis desta grandeza após serem atingidas as deformadas limite admitidas na fase de dimensionamento. Com a excepção das estruturas RSA Ray e RSA Estático, onde os valores da ductilidade das vigas dos últimos pisos corroboram as conclusões apresentadas relativamente ao comportamento dos respectivos pilares, é possível, igualmente, observar a existência duma razoável uniformidade na distribuição em altura das ductilidades nestes elementos, observando-se poucas diferenças ao nível qualitativo dessa distribuição entre os casos onde foram considerados os princípios do dimensionamento pela capacidade resistente e os casos onde não foram considerados.

Os índices de dano atingidos nos pilares apresentam resultados compatíveis com as ductilidades em curvatura máximas destes elementos. Embora na globalidade os valores de dano sejam baixos, exceptuando os valores dos já referidos pisos da estruturas RSA Ray e RSA Estático e os pisos inferiores das estruturas DBD 1% e DBD 1%Pr para a intensidade 2AP, para qual já foi ultrapassada a deformada objectivo, verifica-se que os menores valores atingidos são os das estruturas onde se consideraram os princípios do dimensionamento pela capacidade resistente. À semelhança do já verificado, também neste caso se verifica que os índices máximos não correspondem necessariamente às ductilidades máximas. Também nestas estruturas é apreciável a maior influência da maior duração dos acelerogramas de 30 segundos, como é possível, por exemplo, observar na Fig. 5.85 para o caso da estrutura EC8 DCH.

À semelhança do que foi referido para os pórticos anteriores, a interpretação deste gráfico segue, agora para um pórtico de 8 pisos segundo a direcção *Y*, as instruções anteriormente referidas relativas à interpretação da Fig. 5.35.

Relativamente aos valores dos índices de dano atingidos pelas vigas, salienta-se a razoável uniformidade da sua distribuição em altura até ao piso 6, especialmente nas estruturas mais deformáveis, com a excepção das referidas estruturas dimensionadas com base no RSA (1983). Para as estruturas dimensionadas com base em deslocamentos, observam-se valores do índice de dano consideráveis para a intensidade 2AP, intensidade para a qual a deformada objectivo já foi atingida. Tal como acontece relativamente aos índices de dano dos pilares, também neste caso é apreciável a maior influência da maior duração dos acelerogramas de 30 segundos.

Apresentam-se na Fig 5.86 os índices de dano de Park e Ang globais máximos atingidos para as diversas estruturas estudadas e para as várias intensidades da acção.

Em termos globais, os comentários efectuados relativamente às curvaturas e índices de dano atingidos nos pórticos da direcção *X* podem, igualmente, ser aplicados aos da direcção *Y*.

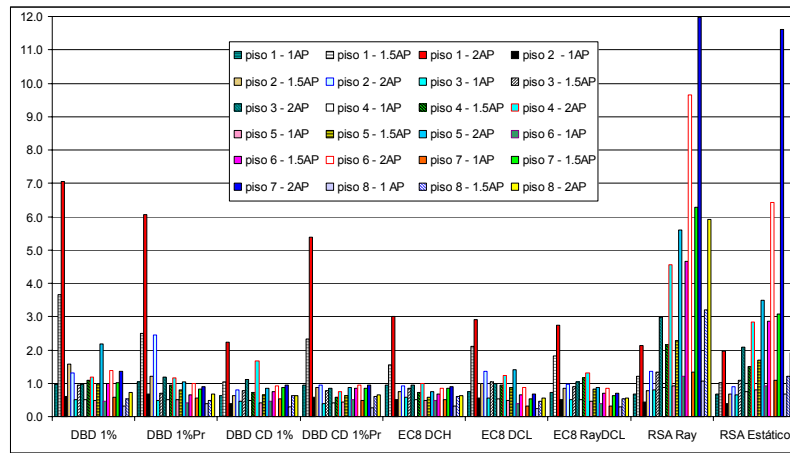


Fig. 5.80 – Ductilidade em curvatura dos pilares dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção *Y*.

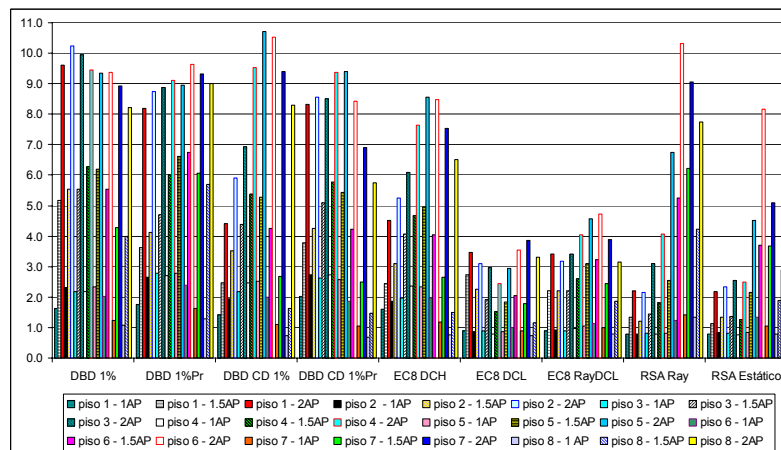


Fig. 5.81 – Ductilidade em curvatura das vigas dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção *Y*.

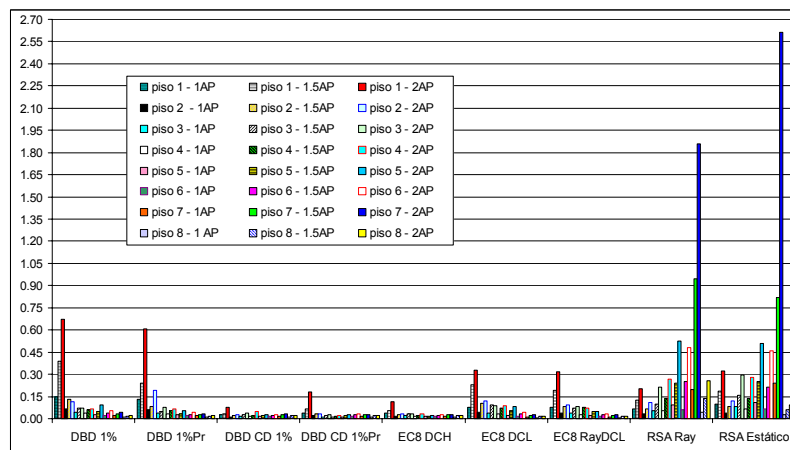


Fig. 5.82 – Índice de dano dos pilares dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção *Y*.

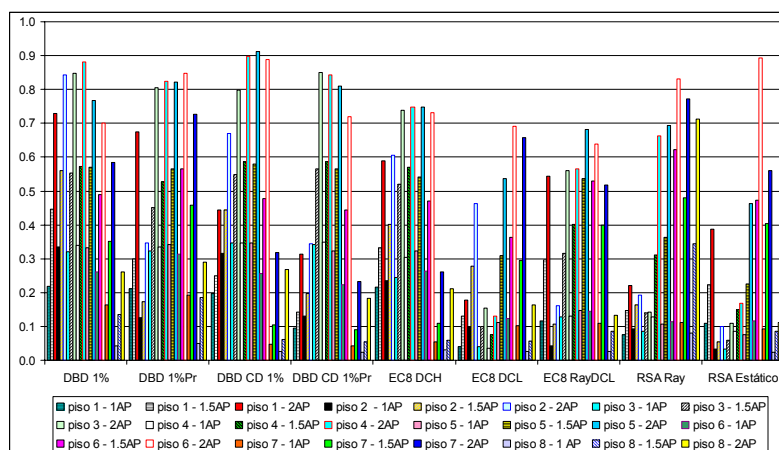


Fig. 5.83 – Índice de dano das vigas dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y.

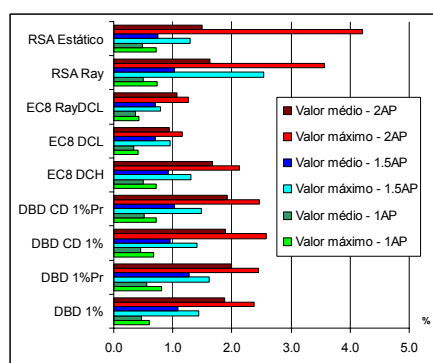


Fig. 5.84 – Deslocamentos entre pisos máximo e médio, normalizados pela altura de piso, dos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y.

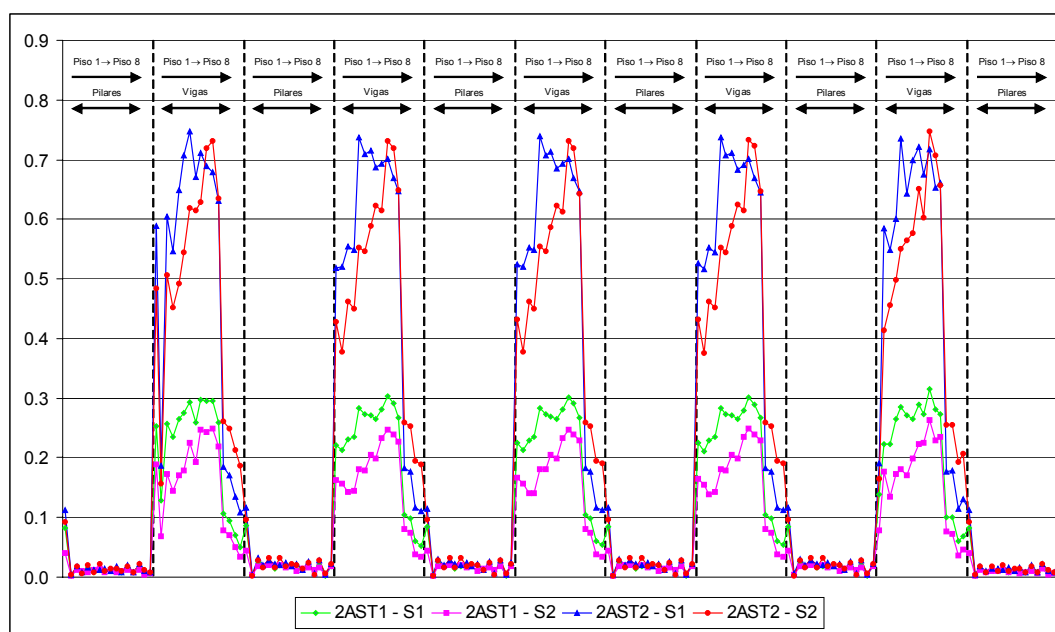


Fig. 5.85 – Comparação dos índices de dano atingidos pelo pórtico de 8 pisos segundo a direcção Y da estrutura EC8 DCH para a intensidade 2AP e para os vários acelerogramas.

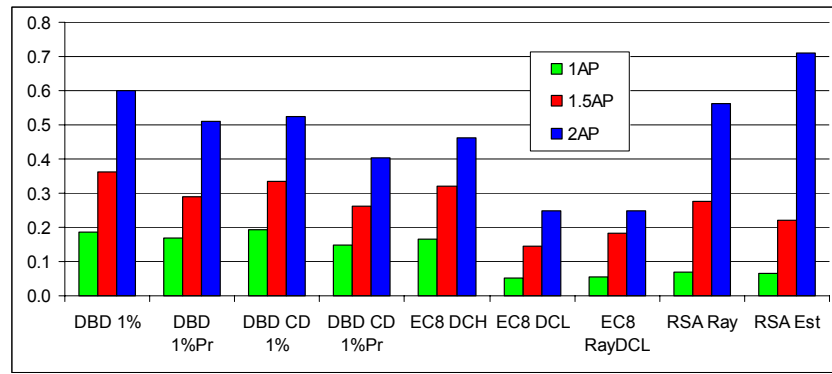


Fig. 5.86 – Índices de dano globais atingidos nos pórticos de 8 pisos segundo a direcção Y.

## 5.6 Discussão dos resultados obtidos

Em termos gerais, observa-se nas diversas estruturas um comportamento estrutural aceitável para a intensidade da acção 1AP. No entanto, os resultados obtidos das análises não lineares dinâmicas realizadas sugerem, na maioria dos casos, a existência dum considerável grau de sobredimensionamento caracterizado por um excesso de resistência face às solicitações consideradas, cuja origem pode ser atribuída a diversos factores como sendo, por exemplo, às regras conservadoras de dimensionamento propostas pelo EC8 (1994), factor apenas válido para as estruturas baseadas nesse regulamento, e ao facto das análises não lineares se basearem nos valores médios das propriedades dos materiais enquanto no dimensionamento se consideram os valores de cálculo dessas propriedades.

Relativamente às regras de dimensionamento preconizadas pelo EC8 (1994), salienta-se a considerável influência das condições de armadura mínima impostas por este regulamento, bem como a necessidade de considerar maiores dimensões para as secções transversais dos pilares de modo a, por um lado, evitar deslocamentos entre pisos excessivos e, por outro, poder ser acomodada a ancoragem dos varões longitudinais das vigas nos nós viga-pilar.

Atendendo a que as estruturas foram dimensionadas considerando um determinado valor de excentricidade em planta que tenha em conta o efeito de torção global da estrutura e para uma componente da acção sísmica na direcção ortogonal à direcção em análise de 30% da acção sísmica de projecto nessa direcção, é possível associar outra fonte de sobredimensionamento ao tipo de análise não linear realizada. Enquanto que para as vigas, paralelas às direcções que constituem as direcções de aplicação da acção sísmica, o efeito desse acréscimo de solicitação no cálculo das armaduras não deverá ser relevante, no caso dos pilares, pode implicar um acréscimo considerável de resistência nestes elementos que não é mobilizado pelo tipo de análises não

lineares realizadas que apenas consideram acções dinâmicas unidireccionais. Caso as análises não lineares tivessem sido realizadas com recurso a um modelo tridimensional e a acção dinâmica fosse aplicada segundo ambas as direcções simultaneamente, considerando, igualmente, as excentricidades das massas dos pisos relativas à torção global da estrutura, esta fonte de sobre-dimensionamento não estaria presente, CEB (1998).

Verifica-se que o EC8 (1994) apresenta diversas vantagens em relação ao dimensionamento com base no RSA (1983) e no REBAP (1983), dado que propõe regras de pormenorização menos permissivas, particularmente pela inclusão dos princípios do dimensionamento pela capacidade resistente.

No entanto, verifica-se que a resposta estrutural desenvolvida pelas estruturas baseadas no RSA (1983) e no REBAP (1983) para a intensidade 1AP, é adequada, permanecendo a maioria dos elementos estruturais em regime elástico. Contudo, a actual regulamentação portuguesa permite considerar soluções estruturais que, face a acções sísmicas mais intensas, não desenvolvem respostas adequadas.

Apesar de conservadoras, as regras do EC8 (1994), evitam que secções transversais demasiado pequenas sejam consideradas, evitando fenómenos como os verificados nas estruturas de 8 pisos baseadas no RSA (1983) que apresentam uma clara rotura dos pisos superiores, devido à diminuição de secção dos pilares que não garante rigidez suficiente e condiciona consideravelmente o desempenho estrutural. É, no entanto, importante perceber que se as estruturas de 8 pisos baseadas no RSA (1983) tivessem as mesmas secções que as baseadas no EC8 (1994), o seu desempenho seria substancialmente melhor e, possivelmente, semelhante ao da estrutura EC8 DCL.

A utilização do dimensionamento pela capacidade resistente permite controlar o mecanismo de colapso com eficiência mas, aumenta o grau de sobredimensionamento da estrutura.

As regras de pormenorização propostas pelo EC8 (1994) têm como principal objectivo obter um sistema estrutural que possa desenvolver comportamento não linear distribuído em planta e em altura com um considerável grau de redundância, sem haver, no entanto, um objectivo de desempenho quantificado. Elevar o nível dos valores mínimos de percentagens de armaduras e condicionar as dimensões das secções transversais torna possível obter uma maior capacidade de redistribuição de esforços no caso de colapso local.

Verifica-se que a resposta estrutural desenvolvida pelas estruturas associadas às diferentes classes de ductilidade podem ser associadas a diferentes intensidades da acção. Para a intensidade 1AP as estruturas das diversas classes de ductilidade apresentam comportamentos semelhantes. Ao aumentar a intensidade da acção, começam a mobilizar-se ductilidades, nas vigas e

nos pilares, de valores semelhantes, nas estruturas associadas a menores exigências de ductilidade, enquanto que as estruturas associadas a maiores exigências de ductilidade mantêm os pilares em regime elástico, à custa do dimensionamento pela capacidade resistente, desenvolvendo-se plasticidade apenas nas vigas.

No dimensionamento baseado em deslocamentos, atingir o desempenho objectivo não garante que as deformações plásticas se distribuam pela estrutura, havendo locais onde as armaduras calculadas não terão de garantir incursões plásticas o que implicará, nesses elementos, a necessidade de percentagens de armadura menores que os valores mínimos propostos pelo EC8 (1994) e pelo REBAP (1983). A opção considerada neste estudo resulta da combinação do dimensionamento baseado em deslocamentos com as regras do EC8 (1994) e com as do REBAP (1983), de forma a poder obter resultados que mostrem a influência das regras de pormenorização.

O comportamento observado destas estruturas revela, claramente, o grau de sobredimensionamento das estruturas dimensionadas com base no EC8 (1994). No entanto, mesmo nas estruturas onde o dimensionamento foi efectuado com base no REBAP (1983) se verifica esse efeito, dado que as dimensões das secções transversais dos pilares foram invariavelmente definidas de acordo com as estruturas dimensionadas com base no EC8 (1994).

O desempenho admitido para as várias estruturas onde se considerou o dimensionamento baseado em deslocamentos, motivado pelo acréscimo de resistência que deriva da combinação das diversas fontes anteriormente referidas, é atingido, mas nunca para a intensidade 1AP, como é o objectivo deste método.

A aplicação da metodologia baseada em deslocamentos definida apresenta algumas dificuldades, nomeadamente ao nível da determinação dum amortecimento equivalente  $\xi_e$  adequado, da sua relação com um coeficiente de ductilidade em deslocamentos ou em curvaturas admitido, e do conseqüente período equivalente  $T_e$ , limitado a 3 segundos pelos espectros do DNA-EC8 (2000), facto que, no âmbito da aplicação realizada, não permitiu considerar maiores deformadas do que as apresentadas. Por outro lado, o aumento em altura das estruturas implica que, mesmo para deformadas associadas a baixos valores de deslocamento entre pisos normalizado pela altura de piso, até 1%, a armadura da maioria das secções é condicionada pelas condições mínimas devido ao aumento dos valores do deslocamento equivalente  $\delta_e$  e do período equivalente.

É da opinião do autor haver a necessidade de mais estudos relacionados com este modelo de dimensionamento sísmico de estruturas. Por um lado, atendendo ao anteriormente referido,

esses estudos deverão incidir nas relações entre os diversos parâmetros intervenientes no método, e por outro, deverão igualmente debruçar-se na definição de regras de pormenorização específicas para estruturas dimensionadas por este novo modelo.

## 5.7 Conclusões

Verifica-se que as estruturas dimensionadas de acordo com a actual regulamentação portuguesa exibem um comportamento adequado para a intensidade 1AP. Apesar disso, salienta-se, pela negativa, o facto desta regulamentação permitir considerar soluções estruturais que, face à acção sísmica, não desenvolvem respostas adequadas.

Relativamente às estruturas dimensionadas com base no EC8 (1994), estas apresentam um comportamento adequado, face às solicitações consideradas, evidenciando consideráveis acréscimos de resistência. Salienta-se a possibilidade de controlar o mecanismo de colapso através da consideração do dimensionamento pela capacidade resistente, associado a estruturas com maiores exigências de ductilidade. É igualmente importante evidenciar o conservadorismo de algumas das regras de dimensionamento preconizadas pelo EC8 (1994), bem como a inexistência duma ligação entre as regras de dimensionamento e objectivos concretos de desempenho estrutural.

Comparativamente, as estruturas associadas ao dimensionamento baseado em deslocamentos apresentam um comportamento satisfatório para as solicitações consideradas, embora apenas atinjam os desempenhos admitidos para intensidades da acção superiores a 1AP. Conclui-se, desta forma, existirem factores que contribuem para o sobredimensionamento dessas estruturas que não foram adequadamente contabilizados na fase de dimensionamento.

A filosofia que sustenta o dimensionamento baseado em deslocamentos baseia-se na relação que este método pretende desenvolver entre os deslocamentos da estrutura e as forças sísmicas usadas no seu dimensionamento, de forma a que, através do dimensionamento usual baseado numa análise elástica linear da estrutura, a pormenorização de armadura resultante permita que esses deslocamentos sejam efectivamente atingidos se a estrutura for solicitada por uma acção sísmica. Verifica-se, pelos resultados obtidos, que este tipo de conceitos não se enquadra no âmbito dum regulamento como o EC8 (1994), cujas regras não estão relacionadas com objectivos concretos de desempenho e conduzem a configurações estruturais conservadoras e pouco económicas.

Admite-se, no entanto, que o grau de conservadorismo do EC8 (1994) é legitimado pelo nível de incerteza existente em torno duma estrutura real. Por um lado, há incertezas em torno da resistência e ductilidade garantidas por uma estrutura, atendendo às variações das propriedades materiais, da sua geometria, da qualidade da sua construção ou da sua manutenção, e, por outro, há incertezas em torno da possível solicitação da estrutura, atendendo às variações do tipo de terreno de fundação, das condições sismogénicas locais, da aceleração máxima do sismo, do seu conteúdo em frequência ou da sua duração. Salientados estes factores, compreende-se que as condições de modelação analítica poderão estar aquém duma situação real.

A vantagem do conceito do dimensionamento baseado em deslocamentos está na possibilidade em definir relações objectivas com níveis de desempenho específicos em termos de variáveis, os deslocamentos, cuja compreensão física é simples e cuja relação com o dimensionamento é possível de desenvolver. Desta forma, a ligação existente entre as condicionantes económicas e os níveis de desempenho poderá influir directamente sobre o dimensionamento.

Finalmente, refere-se que o modelo de dimensionamento baseado em deslocamentos considerado neste trabalho não é o único existente. A formulação escolhida neste trabalho tem como base, como anteriormente referido, a formulação directa preconizada nos trabalhos de Calvi e Pavese (1995) e de Priestley (1998) e (2000). Salienta-se, no entanto, uma outra corrente de dimensionamento baseado em deslocamentos que pode ser encontrada no trabalho de Panagiotakos e Fardis (2001) e cujo desenvolvimento é já apreciável.

A escolha da formulação considerada neste trabalho baseia-se, por um lado, no facto de, na opinião do autor, ser a de mais fácil aplicação, e por outro, ser a que mais facilmente se pode relacionar com objectivos concretos de desempenho.

## **Capítulo 6**

# **Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado Baseado em Análises Não Lineares Dinâmicas**

### **6.1 Introdução**

À luz do actual conhecimento do comportamento de estruturas solicitadas por acções sísmicas, é possível afirmar com segurança que os modelos de comportamento não linear são mais fiáveis na determinação do desempenho estrutural expectável do que as metodologias clássicas baseadas na análise elástica da estrutura solicitada por forças laterais horizontais divididas por um coeficiente de comportamento. As metodologias de dimensionamento que consideram explicitamente o comportamento não linear são, na sua maioria, baseadas em análises não lineares estáticas, “pushover analysis”, Krawinkler e Seneviratna (1998), sendo grande parte usadas como métodos de verificação do dimensionamento e de avaliação do desempenho estrutural.

A dificuldade em poder realizar análises complexas de estruturas tem vindo a ser constantemente reduzida devido ao considerável desenvolvimento dos computadores. Tal permite que a análise do comportamento estrutural possa ser efectuada com maior rigor, podendo a análise não linear dinâmica passar a fazer parte do processo de dimensionamento em vez de ser, apenas,

considerada numa perspectiva de avaliação do dimensionamento. Nestas condições, o comportamento não linear da estrutura é explicitamente tido em conta tornando desnecessário o coeficiente de comportamento. Por outro lado, os deslocamentos e os níveis de ductilidade são mais facilmente controláveis do que em outros métodos como o dimensionamento baseado em deslocamentos, anteriormente apresentado, ou em métodos baseados em análises não lineares estáticas do tipo “pushover”.

## **6.2 Objectivo**

Para além da análise de algumas das possíveis abordagens para o dimensionamento sísmico de estruturas de betão armado, o estudo apresentado nos capítulos anteriores constitui uma base importante para a elaboração da proposta que em seguida se apresenta, especialmente no que respeita à influência das regras de dimensionamento preconizadas pelo EC8 (1994) sobre a solução estrutural final dum dado edifício de betão armado e da análise não linear dinâmica na representação do comportamento de estruturas sujeitas a acções sísmicas.

A consideração da análise não linear dinâmica ao nível do dimensionamento de estruturas constitui uma abordagem pioneira do dimensionamento. Além do método RESIST-INELA, Necevaska-Cvetanoska e Petrussevska (2000), que surge como uma tentativa de enquadrar a utilização deste tipo de análises, ainda que de modo simplificado, dado que discretiza a estrutura segundo um modelo de coluna equivalente, e numa perspectiva de verificação do dimensionamento estático previamente realizado, não são conhecidos métodos de dimensionamento semelhantes. Dispondo de todos os elementos e características providenciadas pelo dimensionamento prévio, dos critérios de dimensionamento, dos parâmetros de casualidade sísmica do local, o referido método efectua, em seguida, uma análise não linear dinâmica em que o modelo estrutural é representado por um sistema de massas concentradas ao nível dos pisos, ligadas por molas que representam a rigidez de cada piso (modelo da coluna equivalente).

No presente capítulo é exposto um método de dimensionamento sísmico de estruturas regulares de betão armado mais realista, considerando, no entanto, leis de comportamento material simplificadas, e que se baseia, por um lado, na análise não linear dinâmica da estrutura e, por outro, nas regras de concepção e de pormenorização estrutural definidas pelo EC8 (1994), pelo EC2 (1998) e pelo EC2 (2001).

### 6.3 Estrutura global do método proposto

O dimensionamento de estruturas, quer para acções estáticas, quer para acções dinâmicas, é, em geral, constituído por duas fases. Uma primeira fase que consiste no cálculo da estrutura previamente pré-dimensionada, o que permite obter uma estimativa dos esforços internos nos diversos elementos estruturais, e uma segunda fase que permite definir as armaduras de acordo com a distribuição de esforços determinada e com as regras de cálculo e pormenorização definidas na regulamentação aplicável.

Atendendo à consideração da análise não linear dinâmica da estrutura no dimensionamento sísmico pelo método proposto, este organiza-se numa forma não habitual, se comparado com os métodos anteriormente abordados, embora, em termos globais, continue a obedecer à estruturação do dimensionamento acima descrita.

Apesar da relativa complexidade de alguns dos aspectos envolvidos no método de dimensionamento proposto nesta secção, algumas das suas características simplificam a sua formulação e a sua aplicação. Por um lado, a sua aplicação torna-se simples dado apenas necessitar da definição dum número reduzido de parâmetros por parte do utilizador para que a solução estrutural seja encontrada e, por outro, o facto do carácter tridimensional da estrutura e a análise do seu comportamento quando sujeita a acções sísmicas serem reduzidos a problemas planos tornam a análise estrutural mais simples. Adicionalmente, também o tipo de modelação adoptado para simular o comportamento não linear das estruturas é ele próprio simplificado. Neste método, a modelação considerada é idêntica à exposta no capítulo 4, que foi considerada no âmbito da análise não linear de pórticos representativos de diversas estruturas no capítulo 5, e onde foi assumido que o comportamento não linear dos diversos elementos estruturais se localizava nas suas extremidades, numa zona de comprimento limitado denominada de comprimento de rótula plástica. Tem sido verificado que esta hipótese é, em geral, suficiente para uma adequada caracterização da não linearidade do comportamento das estruturas evitando, desta forma, a consideração de modelações mais complexas, como por exemplo modelos de plasticidade distribuída, Arêde (1997).

O método proposto é essencialmente constituído por 4 Fases, fazendo 3 delas parte dum processo iterativo que conduzirá à solução estrutural pretendida.

A Fase 1 consiste no pré-dimensionamento das dimensões das secções dos diversos elementos resistentes bem como das respectivas armaduras a partir da topologia estrutural previamente definida. Esta primeira estimativa do dimensionamento é obtida com base em regras simplificadas, algumas formuladas para o efeito e outras correntemente utilizadas na actividade de

projecto para o pré-dimensionamento da geometria dos elementos estruturais, e com base em algumas das regras definidas pelo EC8 (1994), pelo EC2 (1998) e pelo EC2 (2001).

A Fase 2 consiste na definição das curvas que representam o comportamento de cada secção resistente de acordo com a proposta de Arêde e Pinto (1996) anteriormente referida no capítulo 4. Obtêm-se, desta forma, as curvas-base trilineares associadas ao carregamento monotónico, diferenciadas para flexão negativa e positiva no caso das vigas e considerando a influência do esforço axial no caso dos pilares. É ainda definido o conjunto de coeficientes que servem para definir as regras do comportamento hysterético do modelo considerado, o modelo de Costa e Costa, Costa e Costa (1987), tal como exposto no capítulo 4.

A Fase 3 consiste na análise não linear dinâmica da estrutura, realizada separadamente segundo as direcções  $X$  e  $Y$  que definem o sistema de eixos em que se referencia a planta da estrutura. Para cada uma das referidas direcções efectua-se uma associação plana de pórticos em comboio, de modo a garantir que os deslocamentos de cada piso sejam iguais em todos os pórticos, que será solicitada por uma acção dinâmica. Cada comboio de pórticos constitui, portanto, uma sub-estrutura plana que pretende simular o comportamento da estrutura tridimensional segundo cada uma das referidas direcções quando sujeita a uma acção sísmica simulada por um acelerograma compatível com o espectro de resposta definido pelo DNA-EC8 (2000).

A Fase 4 consiste na verificação do pré-dimensionamento. Com base na distribuição de esforços que resulta da Fase 3, é calculada uma nova distribuição de armaduras para os diversos elementos estruturais, podendo também, em alguns casos, levar à definição de novas dimensões das secções de betão armado de alguns elementos. As armaduras são definidas de acordo com as regras definidas no EC2 (1998), no EC2 (2001) e no EC8 (1994) sendo, no entanto, definidas regras complementares especificamente formuladas de modo a terem em conta alguns aspectos que não são abordados por estes regulamentos e cuja influência se considerou ser importante. Não havendo lugar à alteração das dimensões das secções transversais, define-se, para cada elemento, uma actualização da sua pormenorização de armaduras. No caso dessa actualização verificar determinados intervalos de tolerância, relativamente à pormenorização de armaduras do pré-dimensionamento, conclui-se que a solução estrutural definida pelo pré-dimensionamento é adequada, constituindo, portanto, a solução estrutural final. Caso contrário, ou caso haja lugar à definição de novas dimensões das secções de alguns elementos, a solução estrutural do pré-dimensionamento é actualizada, obtendo-se, então, uma solução estrutural intermédia que será alvo de verificação na iteração seguinte, regressando, portanto, o processo à Fase 2.

Verifica-se, então, que o processo iterativo consiste na sucessiva repetição das Fases 2, 3 e 4 até que uma determinada solução estrutural actualizada verifique as condições de convergência. Apresenta-se, na Fig. 6.1, um esquema geral do método proposto.

Dado que o método proposto é direccionado para o dimensionamento sísmico de estruturas porticadas de betão armado, a solução estrutural por ele definida é apenas constituída pelas pormenorizações de armadura nas zonas críticas das vigas e dos pilares, ou seja, as zonas de extremidade dos elementos onde é expectável o desenvolvimento de rótulas plásticas.

A formulação e aplicação do método proposto levou ao desenvolvimento de algumas ferramentas informáticas bem como à utilização de outras, desenvolvidas no âmbito de estudos anteriores. A Fase 2 apoia-se na aplicação informática do método apresentado para definição das envolvente monotónicas desenvolvida pelos seus autores, enquanto a Fase 3 se apoia no programa de análise não linear dinâmica já referido no capítulo 4, que constituíram as ferramentas base para a análise não linear dos pórticos estudados no capítulo 5. Por sua vez, para as Fases 1 e 4 foram desenvolvidas duas novas aplicações informáticas que definem as diversas soluções estruturais, e respectivas pormenorizações de armaduras, intervenientes no processo de convergência para a solução final, bem como a gestão do processo iterativo subjacente à obtenção dessa solução.

Apresenta-se em seguida uma exposição mais detalhada das diversas fases que compõem a metodologia proposta, com maior incidência nas Fases 1 e 4 dado que, por um lado, as restantes já foram abordadas no capítulo 4 e, por outro, constituem a maior parte do trabalho desenvolvido.

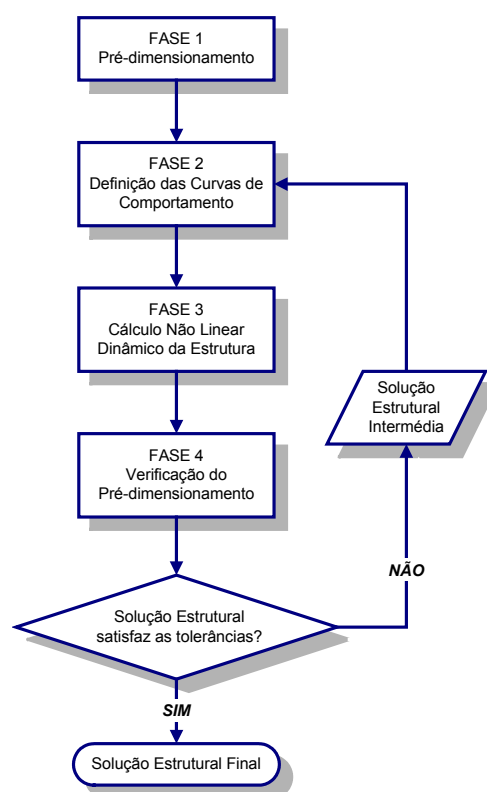


Fig. 6.1 – Esquema geral da metodologia de dimensionamento proposta.

## **6.4 Pré-dimensionamento (Fase 1)**

### **6.4.1 Dados iniciais**

Como anteriormente referido, a determinação duma primeira estimativa da solução estrutural a adoptar no edifício tem como ponto de partida a topologia estrutural. Desta forma a disposição de cada alinhamento resistente da estrutura, bem como a posição de cada um dos seus elementos resistentes, é inicialmente definida pelo projectista. Devem igualmente ser definidas as propriedades mecânicas dos materiais constituintes, as solicitações estáticas de cada piso, divididas em cargas permanentes e sobrecargas, bem como os respectivos coeficientes de combinação  $\psi_2$ , permitindo, desta forma, determinar o carregamento quase-permanente de cada piso que se assume actuar durante a solicitação dinâmica. Devem, ainda, ser definidos outros elementos, como, por exemplo, alguns coeficientes intervenientes na uniformização das secções das vigas e dos pilares, o recobrimento do betão dos elementos estruturais, a altura das lajes de piso, coeficientes que relacionam o comprimento de rótula plástica dos elementos estruturais com a altura da sua secção, as tolerâncias admitidas para as armaduras, longitudinal e transversal, dos pilares, o coeficiente de importância  $\nu$  associado à categoria do edifício, definido no Quadro 4.1 da Secção 4.3 da Parte 1.2 do DNA-EC8 (2000) e o número máximo de iterações permitido para a obtenção da solução estrutural. Alguns destes parâmetros não são necessários na Fase 1, sendo apenas utilizados na Fase 4.

### **6.4.2 Distribuição do carregamento nas lajes**

Sendo conhecida a totalidade do carregamento distribuído aplicado ao nível da laje de cada piso (peso próprio da laje, cargas permanentes e sobrecarga distribuída), é possível obter uma primeira estimativa dos momentos flectores que actuam nas vigas com base na qual se podem determinar as dimensões das secções transversais. Para tal, procede-se à distribuição do carregamento aplicado em cada painel de laje pelas diversas vigas onde se apoia. Esta distribuição é efectuada de acordo com as dimensões laterais de cada painel de laje e assumindo que as áreas de influência das vigas são limitadas pelas linhas a traço interrompido definidas na Fig. 6.2 cuja inclinação faz 45° com os bordos da laje.

Através desta distribuição de cargas, as referidas vigas apresentam os carregamentos distribuídos trapezoidais e triangulares definidos na Fig. 6.2 que, de modo a simplificar o somatório das diversas contribuições de carga de cada viga, são transformados em carregamentos dis-

tribuídos rectangulares que garantam a equivalência entre momentos flectores nos apoios. Esta equivalência de cargas obtém-se através das seguintes expressões:

$$q_x = q \frac{L_y}{2} \left( 1 - \frac{L_y^2}{2L_x^2} + \frac{L_y^3}{8L_x^3} \right) \quad (6.1)$$

$$q_y = q \frac{5 L_y}{8} \quad (6.2)$$

As Eq. (6.1) e (6.2) apenas são válidas no caso de  $L_y < L_x$ . Caso esta relação não se verifique, basta trocar  $L_x$  por  $L_y$  e *vice-versa* nas Eq. (6.1) e (6.2).

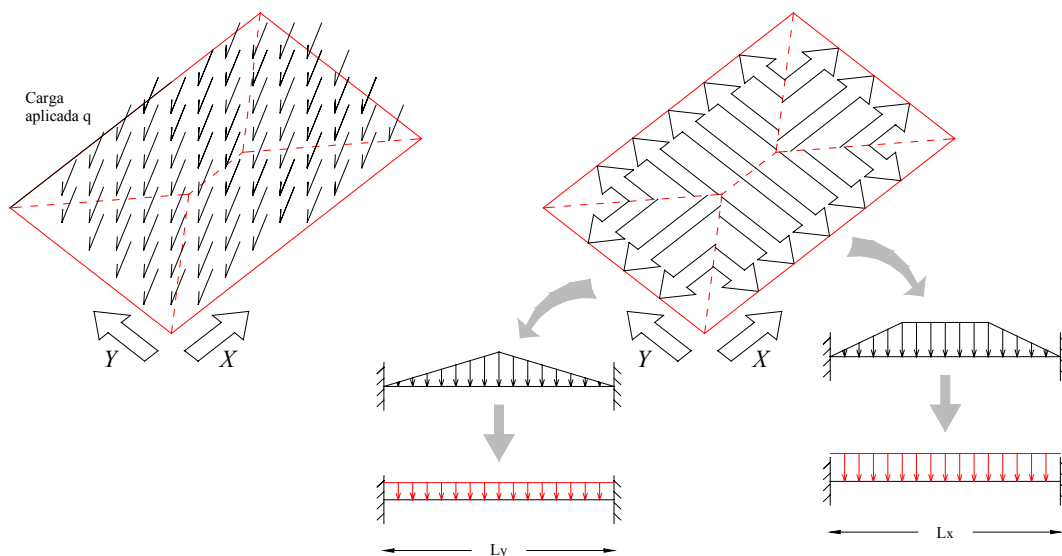


Fig. 6.2 – Distribuição do carregamento distribuído das lajes pelas vigas.

### 6.4.3 Vigas

#### 6.4.3.1 Definição da geometria das vigas e sua uniformização

A determinação da geometria da secção das vigas, altura  $h_v$  e base  $b_v$ , baseia-se em quatro premissas:

- As secções dos apoios são condicionantes.
- A definição duma dimensão inicial para a base das vigas,  $b_v$ , de 25cm.

- A definição dum momento flector reduzido  $\mu$  com o valor de 0.22 que servirá de base à determinação duma estimativa da altura útil  $d_v$  de cada viga e conseqüente altura  $h_v$ .
- A distribuição de cargas nas vigas de acordo com 6.4.2 em termos de carregamento relativo ao estado limite último.

Com base na referida distribuição de cargas pelas vigas, é determinado, em cada viga, um momento flector de pré-dimensionamento  $M_{p\ dim} = qL^2/12$ , onde  $q$  é a carga distribuída da viga em causa correspondendo ao estado limite último, que não inclui o peso próprio da viga, e  $L$  é o seu vão. A partir da definição do momento flector reduzido  $\mu$  definido pela Eq. (6.3), onde  $M$  é um momento flector e  $f_{cd}$  é a resistência de cálculo do betão à compressão, determina-se uma estimativa para a altura útil  $d_v$  através da Eq. (6.4).

$$\mu = \frac{M}{b_v d_v^2 f_{cd}} \quad (6.3)$$

$$d_v = \sqrt{\frac{M_{p\ dim}}{\mu \cdot b_v f_{cd}}} \quad (6.4)$$

A altura útil  $d_v$  deverá, ainda, obedecer à Eq. (6.5) definida para vigas contínuas, COMPACT (1996):

$$d_v > \frac{L}{15} \quad (6.5)$$

A partir de  $d_v$  obtém-se a altura  $h_v$  através da seguinte expressão:

$$h_v = \left[ \text{int} \left( \frac{d_v + 0.05}{0.05} \right) + 1 \right] \cdot 0.05 \quad (m) \quad (6.6)$$

onde o operador *int* significa que apenas se considera a parte inteira da expressão que lhe é associada.

As dimensões  $b_v$  e  $h_v$  deverão, no entanto, obedecer a algumas relações mínimas definidas pelas seguintes expressões:

$$h_v < 2.5b_v \quad (6.7)$$

$$\frac{h_v}{b_v^4} \leq \left( \frac{50}{L} \right)^3 \quad (6.8)$$

$$h_v > 1.3b_v \quad (6.9)$$

A Eq. (6.7) encontra-se na secção 4.3.5.7 da Parte 1.1 do EC2 (1998) que preconiza limites mínimos para as dimensões  $b_v$  e  $h_v$  de modo a evitar fenómenos de instabilidade lateral em vigas. Nesta versão do EC2 (1998), a referida secção propõe, ainda, a relação

$$b_v > L/50 \quad (6.10)$$

de modo a limitar a dimensão  $b_v$ . No entanto, a versão de Janeiro de 2001 deste regulamento apresenta uma reformulação desta secção (que passou a ser a secção 5.8.10), desaparecendo esta relação e a Eq. (6.7) e sendo proposta a Eq. (6.8). Apesar disso, optou-se por manter a Eq. (6.7) dado que, em conjugação com a Eq. (6.9), permite limitar inferior e superiormente a dimensão  $h_v$ . Embora não sendo apoiada por nenhuma disposição regulamentar, a Eq. (6.9) foi definida de modo a evitar a consideração de dimensões  $h_v$  demasiado reduzidas que não representem o carácter dimensional pretendido para as secções transversais das viga,  $h_v > b_v$ , considerando-se que o factor 1.3 satisfaz essa exigência.

O EC8 (1994) também impõe algumas limitações para a relação entre as dimensões  $b_v$  e  $h_v$ , consoante a classe de ductilidade em causa. No entanto, enquanto para as classes de alta e baixa ductilidade se verifica que as condicionantes remetem directamente para as medidas preconizadas pelo EC2, inicialmente as Eq. (6.7) e (6.10) e, na sua mais recente versão, a Eq. (6.8), para estruturas de média ductilidade estranha-se o facto do EC8 (1994) propor a expressão

$$h_v < 4b_v \quad (6.11)$$

que se verifica ser menos restritiva que a Eq. (6.7) e que a Eq. (6.8) desde que

$$b_v > 0.0317L \quad (6.12)$$

Em seguida procede-se à verificação das dimensões da viga, considerando um novo momento flector  $M_{pdim}$  acrescido, agora, da contribuição do peso próprio do elemento e dividido por um coeficiente  $\gamma_{duc}$  que pretende reduzir esse momento flector de modo a permitir uma

maior exploração da ductilidade nas vigas. O coeficiente  $\gamma_{duc}$  toma diferentes valores consoante a classe de ductilidade considerada, como se pode observar pelo Quadro 6.1. Os diferentes valores foram definidos de forma a que para a classe de ductilidade baixa não houvesse redução do valor do momento flector, para a ductilidade alta a redução não fosse superior a 25% e para a ductilidade média a redução fosse intermédia à das duas anteriores classes de ductilidade.

Quadro 6.1 – Valores de  $\gamma_{duc}$  para as várias classes de ductilidade.

<i>Ductilidade Baixa</i>	<i>Ductilidade Média</i>	<i>Ductilidade Alta</i>
<i>1.0</i>	<i>1.15</i>	<i>1.3</i>

Com base no novo momento flector  $M_{pdim}$  calcula-se um novo momento flector reduzido, que deverá ser menor que 0.30, em que a altura útil  $d_v$  é definida por:

$$d_v = h_v - 0.05 \quad (6.13)$$

Caso o limite do momento flector reduzido não seja verificado, a dimensão da altura do elemento será incrementada em 5cm seguindo-se nova verificação do momento flector reduzido. No caso do limite definido ainda não ser verificado, a dimensão da base do elemento será incrementada em 5cm, sendo as dimensões  $d_v$  e  $h_v$  recalculadas da forma anteriormente apresentada. Salienta-se, ainda, que as dimensões  $h_v$  e  $b_v$  são arredondadas em incrementos de 5cm.

Após a determinação das dimensões da secção transversal de cada viga há a probabilidade de existirem, em cada alinhamento resistente, vigas com secções transversais diferentes, procedendo-se à sua uniformização por alinhamento de modo a tornar a estrutura mais regular. Nessa uniformização considera-se que as vigas têm secção transversal constante por alinhamento e igual à maior secção existente nesse alinhamento.

#### **6.4.3.2 Armadura de flexão**

Dado tratar-se dum processo de pré-dimensionamento e não existir uma distribuição de esforços para os diversos elementos, o cálculo de armaduras admite algumas simplificações. Assim, e justificado pela afirmação anterior, admite-se que o valor do momento flector  $M_{pdim}$ , definido na secção anterior, constitui uma aproximação suficiente à grandeza dos momentos flectores que actuam nas extremidades das vigas, quer em flexão positiva, quer em flexão nega-

tiva. Desta forma, para cada viga, as armaduras de flexão superior e inferior de ambas as extremidades serão iguais e de valor  $A_s$ .

A armadura de flexão  $A_s$  das diversas vigas é calculada através das fórmulas simplificadas definidas por Lima, Monteiro e Mun (1985). Assim, para cada elemento é definido o momento flector reduzido  $\mu$ , Eq. (6.3), a partir do qual se calcula a percentagem mecânica de armadura  $\omega$ , Eq. (6.14), que permite definir a armadura de flexão  $A_s$ , Eq. (6.15).

$$\omega = \mu(\mu + 1) \quad (6.14)$$

$$A_s = \omega \cdot b_v d_v \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (6.15)$$

A pormenorização das armaduras de flexão obedece às regras definidas pelo EC2 (1998) e pelo EC8 (1994), devendo, no entanto, ser salientados alguns aspectos relacionados com determinadas regras preconizadas pelo EC8 (1994).

De forma a evitar a rotura nos nós viga-pilar por perda de aderência entre as armaduras e o betão, o diâmetro máximo das armaduras longitudinais ancoradas ao longo do referido nó é limitado pelo EC8 (1994). Embora a ancoragem de varões longitudinais ao longo de nós viga-pilar não seja uma prática construtiva favorável para o comportamento de estruturas solicitadas a acções sísmicas, a sua consideração é, no entanto, por vezes, inevitável devido às limitações de dimensão dos varões de armadura. Para tais situações, o EC8 (1994) preconiza expressões gerais para o cálculo do referido diâmetro máximo para os casos de nós interiores e exteriores. Relativamente à expressão aplicável a nós interiores, Eq. (6.16), o EC8 (1994) propõe, também, expressões simplificadas, baseadas na expressão geral, para cada classe de ductilidade, o que permite aos projectistas evitar o cálculo mais complexo do diâmetro máximo admissível pela expressão geral. Na Eq. (6.16)  $d_{bl}$  representa o diâmetro máximo admissível no nó viga-pilar,  $h_c$ , a dimensão do pilar paralela aos varões das armaduras,  $k_d$  e  $\gamma_{Rd}$ , factores que dependem da classe de ductilidade,  $\nu_d$ , o esforço axial reduzido a considerar,  $f_{ctm}$ , o valor médio da resistência do betão à tracção,  $f_{syd}$ , o valor de cálculo da tensão de cedência do aço e  $\rho' / \rho_{max}$ , a relação entre a percentagem de armadura de compressão  $\rho'$  e a percentagem máxima de armadura de flexão  $\rho_{max}$ .

$$\frac{d_{bl}}{h_c} = \frac{7.5 f_{ctm}}{\gamma_{Rd} f_{syd}} \frac{1 + 0.8 \nu_d}{1 + k_d \frac{\rho'}{\rho_{max}}} \quad (6.16)$$

Comparando a Eq (6.16) com as expressões simplificadas propostas para cada classe de ductilidade, Eq. (6.17), (6.18) e (6.19) para as classes de baixa, média e alta ductilidade, respectivamente, verifica-se que estas apresentam resultados iguais aos da expressão geral para as relações  $\rho' / \rho_{max}$  definidas no Quadro 6.2.

$$\frac{d_{bl}}{h_c} = \frac{6 f_{ctm}}{f_{syd}} (1 + 0.8 \nu_d) \quad (6.17)$$

$$\frac{d_{bl}}{h_c} = \frac{4.5 f_{ctm}}{f_{syd}} (1 + 0.8 \nu_d) \quad (6.18)$$

$$\frac{d_{bl}}{h_c} = \frac{4 f_{ctm}}{f_{syd}} (1 + 0.8 \nu_d) \quad (6.19)$$

Quadro 6.2 – Valores de  $\rho' / \rho_{max}$  que, para as várias classes de ductilidade, garantem a equivalência entre as expressões simplificadas e a expressão geral na determinação do diâmetro máximo admissível para a armadura longitudinal das vigas em nós viga-pilar.

<i><b>Ductilidade Baixa</b></i>	<i><b>Ductilidade Média</b></i>	<i><b>Ductilidade Alta</b></i>
0.50	0.60	0.50

Atendendo ao facto de  $\rho_{max}$  depender: da relação  $\rho' / \rho$ , Eq. (6.20), para estruturas de ductilidade média e alta, onde  $\rho$  representa a percentagem de armadura de tracção; de  $\beta$ , um factor que depende da classe de ductilidade; de  $f_{cd}$ , a resistência de cálculo do betão à compressão e de  $f_{syd}$ , é possível verificar que, fazendo variar o valor de  $\rho' / \rho$ , as expressões simplificadas propostas pelo EC8 (1994) são mais desfavoráveis do que a expressão geral.

$$\rho_{max} = \beta \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \frac{\rho'}{\rho} + 0.0015 \quad (6.20)$$

Apresentam-se nas Fig. 6.3 a 6.20 os resultados dum estudo paramétrico realizado e que tem como objectivo sustentar a afirmação anterior. Cada uma das figuras apresenta, para um determinado par de classes dos materiais aço e betão, para uma determinada classe de ductilida-

de, para uma determinada relação  $\rho'/\rho$  e para uma série de dimensões de pilares, o esforço axial reduzido mínimo necessário calculado com base na Eq. (6.16) para permitir a utilização de diversos diâmetros de varões, quando se faz variar a relação  $\rho'/\rho_{max}$ , sendo o primeiro valor considerado para esta relação o de  $\rho_{min}/\rho_{max}$ . Para cada gráfico, os diversos valores do esforço axial reduzido assim obtidos são comparados com o que resultaria da aplicação da expressão simplificada aplicável (Eq. (6.17), (6.18) ou (6.19)) proposta pelo EC8 (1994) que está associado ao respectivo valor  $\rho'/\rho_{max}$  definido no Quadro 6.2. Em cada gráfico é igualmente traçada uma linha a traço interrompido que define o valor máximo do esforço axial reduzido permitido pelo EC8 (1994) consoante a classe de ductilidade em causa. Este elemento permite clarificar a elevada influência que a regra de imposição de diâmetros máximos nos nós viga-pilar terá no dimensionamento final dadas as dificuldades em poder considerar certos diâmetros de armadura com determinadas dimensões de pilares. Os referidos valores máximos do esforço axial reduzido encontram-se definidos no Quadro 6.3 para as várias classes de ductilidade.

Em termos de propriedades dos materiais, o estudo apresentado contempla dois pares (Classe de Betão; Classe de Aço), que são (C20; A400) e (C25; A500), de modo a considerar a influência dos materiais sobre o diâmetro máximo admissível.

Como referido, no caso da classe de baixa ductilidade verifica-se que  $\rho_{max}$  não depende da relação  $\rho'/\rho$  dado que o EC8 (1994) remete directamente para 75% do valor preconizado pelo EC2, o qual na sua versão de 2001 propõe o valor de 4% para essa grandeza. Assim, com  $\rho_{max} = 3\%$  define-se apenas um único gráfico para esta classe de ductilidade, sendo ele válido para qualquer valor de  $\rho'/\rho$  aplicável.

Embora o EC8 (1994) não permita relações  $\rho'/\rho$  menores que 0.50, (Secção 2.7.1.3(2b) da Parte 1.3), apresentam-se nas Fig. 6.9, 6.10, 6.17 e 6.18, para as classes de ductilidade média e alta, respectivamente, as comparações de comportamento entre a fórmula geral e a respectiva fórmula simplificada para uma relação  $\rho'/\rho = 0.25$  de modo a ilustrar de forma mais completa a evolução de valores de esforço axial reduzido.

Através da observação da globalidade das figuras, é possível concluir que, à medida que aumenta o valor da relação  $\rho'/\rho$ , as expressões simplificadas se tornam mais desfavoráveis, conduzindo, portanto, a valores de esforço axial reduzido mais elevados do que os obtidos pela Eq. (6.16). Por outro lado, à medida que a relação  $\rho'/\rho_{max}$  diminui, para uma dada dimensão

de pilar, um dado diâmetro e uma dada relação  $\rho' / \rho$ , o esforço axial reduzido necessário, obtido pela Eq. (6.16), diminui, afastando-se do resultado da fórmula simplificada associada.

Desta forma, a tendência de comportamento das fórmulas simplificadas, em termos do valor da relação  $\rho' / \rho_{max}$  para o qual são definidas, poderá não corresponder a uma situação realística, especialmente para estruturas de ductilidade mais elevada onde se poderá verificar  $\rho' \approx \rho$ . Por outro lado, pode concluir-se que essas expressões são mais desfavoráveis para as dimensões dos pilares do que a expressão geral dado que, para conseguir que um determinado diâmetro de varão inadmissível deixe de o ser, ou se aumenta o esforço axial reduzido  $\nu_d$ , ou se aumenta a dimensão do pilar  $h_c$ . Verifica-se que a segunda medida é condicionante dado, por um lado, ser mais fácil de aplicar e, por outro, dado ter mais influência no valor final do diâmetro admissível.

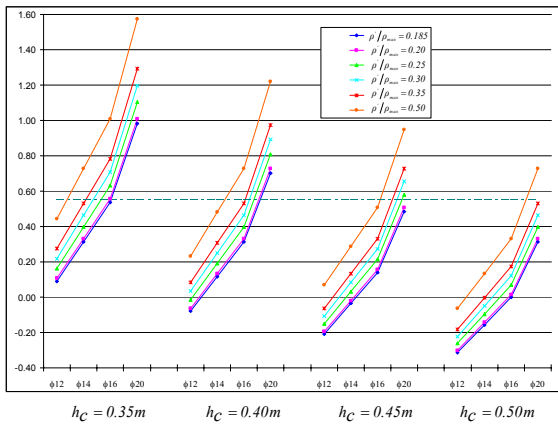


Fig. 6.3 – Esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C20 A400 e relação  $\rho' / \rho = 1$

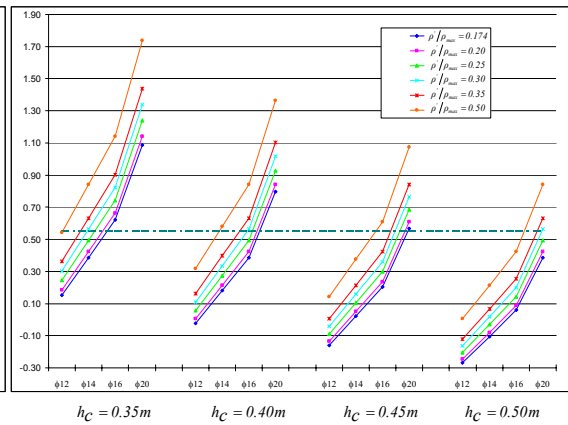


Fig. 6.4 – Esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C25 A500 e relação  $\rho' / \rho = 1$

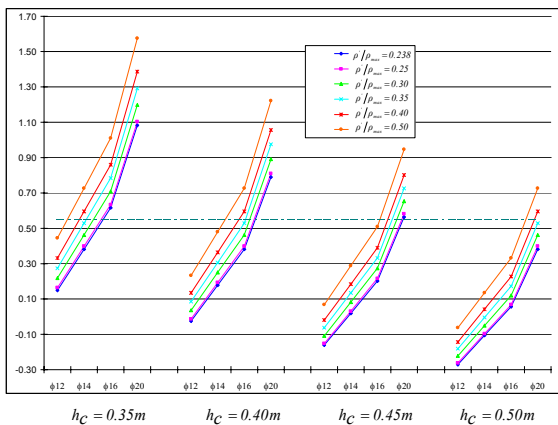


Fig. 6.5 – Esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C20 A400 e relação  $\rho' / \rho = 0.75$

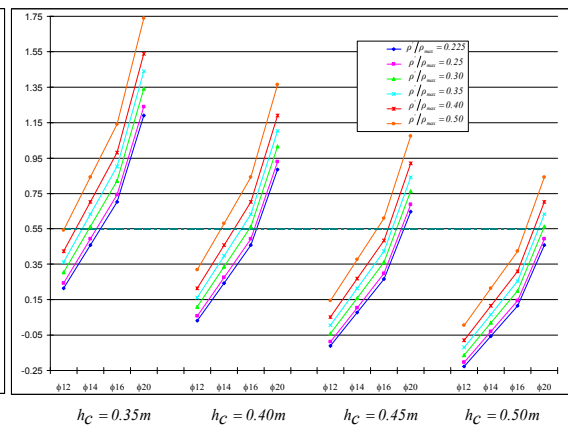


Fig. 6.6 – Esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C25 A500 e relação  $\rho' / \rho = 0.75$

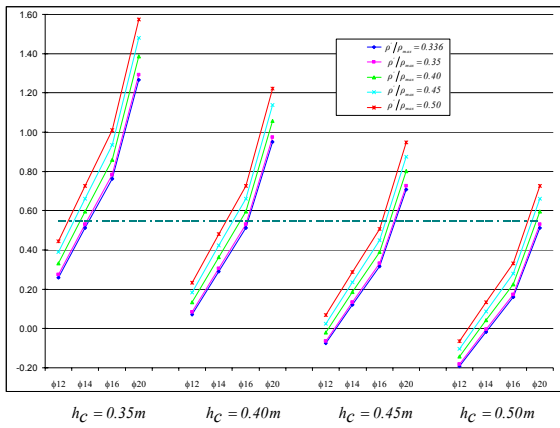


Fig. 6.7 – Esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C20 A400 e relação  $\rho' / \rho = 0.50$

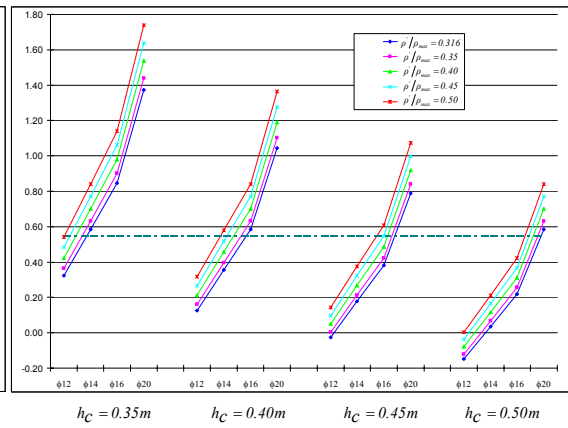


Fig. 6.8 – Esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C25 A500 e relação  $\rho' / \rho = 0.50$

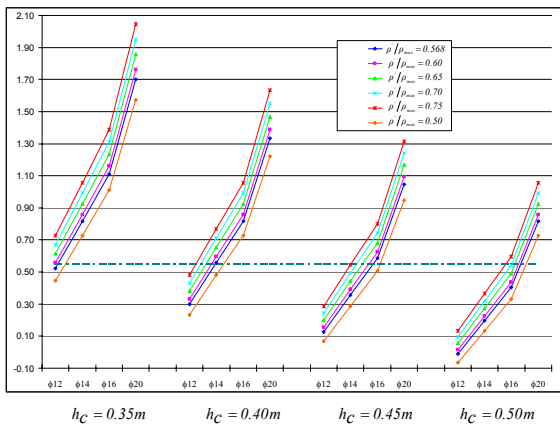


Fig. 6.9 – Esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C20 A400 e relação  $\rho' / \rho = 0.25$

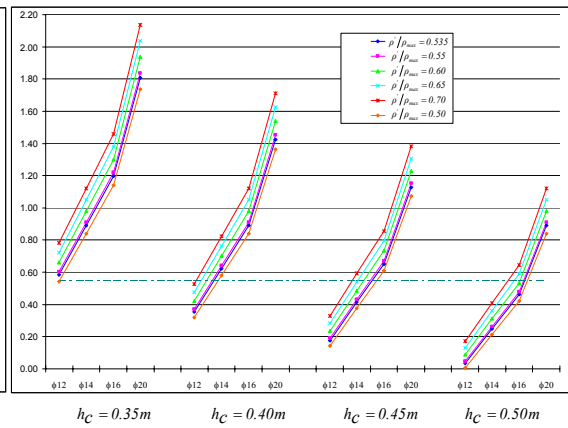


Fig. 6.10 – Esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C25 A500 e relação  $\rho' / \rho = 0.25$

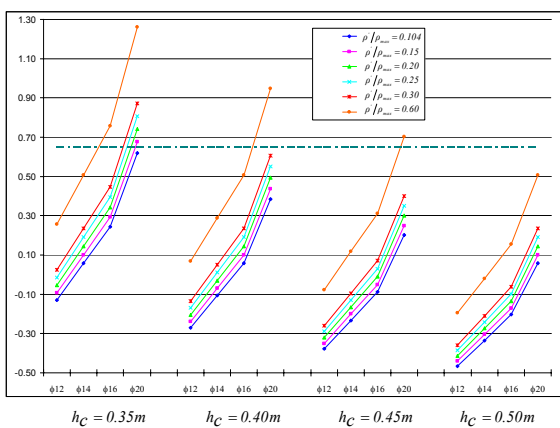


Fig. 6.11 – Esforço axial reduzido para a classe de média ductilidade, materiais C20 A400 e relação  $\rho' / \rho = 1$

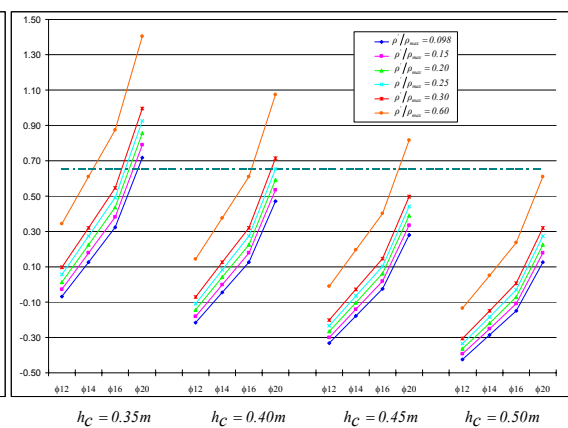


Fig. 6.12 – Esforço axial reduzido para a classe de média ductilidade, materiais C25 A500 e relação  $\rho' / \rho = 1$

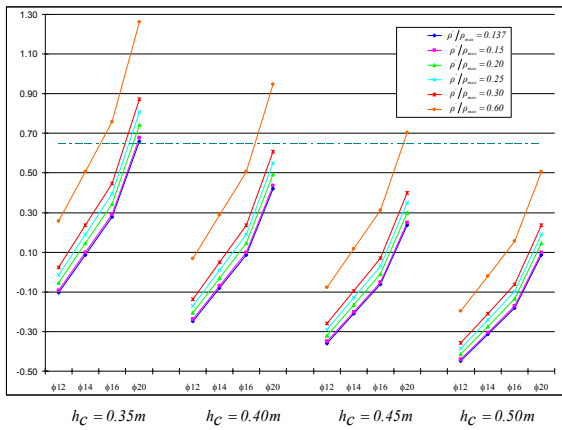


Fig. 6.13 – Esforço axial reduzido para a classe de média ductilidade, materiais C20 A400 e relação  $\rho' / \rho = 0.75$

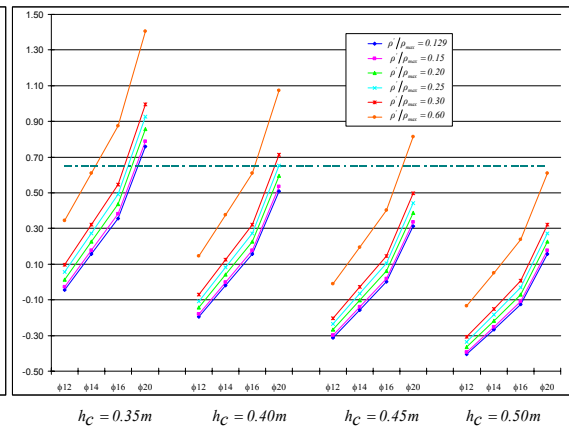


Fig. 6.14 – Esforço axial reduzido para a classe de média ductilidade, materiais C25 A500 e relação  $\rho' / \rho = 0.75$

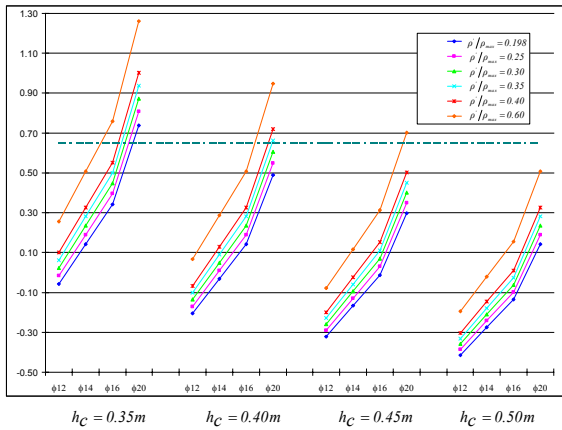


Fig. 6.15 – Esforço axial reduzido para a classe de média ductilidade, materiais C20 A400 e relação  $\rho' / \rho = 0.50$

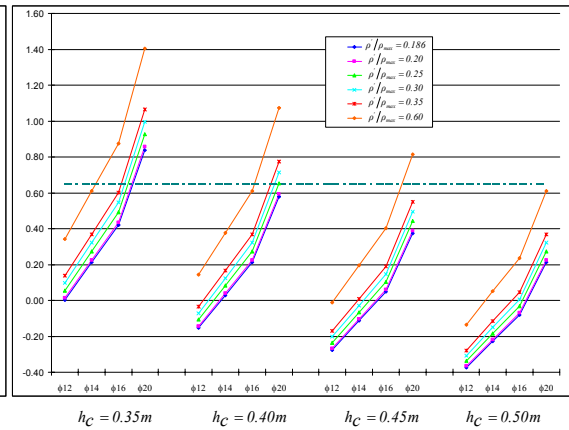


Fig. 6.16 – Esforço axial reduzido para a classe de média ductilidade, materiais C25 A500 e relação  $\rho' / \rho = 0.50$

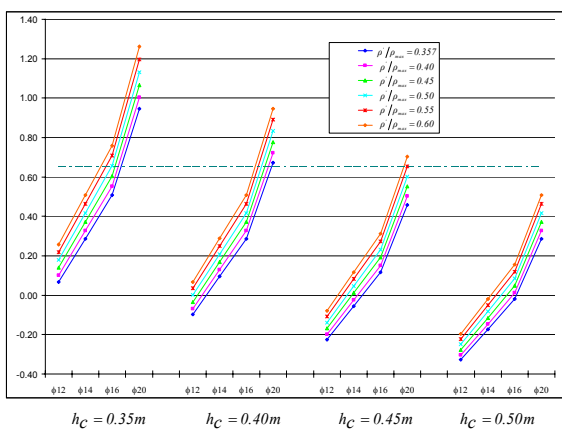


Fig. 6.17 – Esforço axial reduzido para a classe de média ductilidade, materiais C20 A400 e relação  $\rho' / \rho = 0.25$

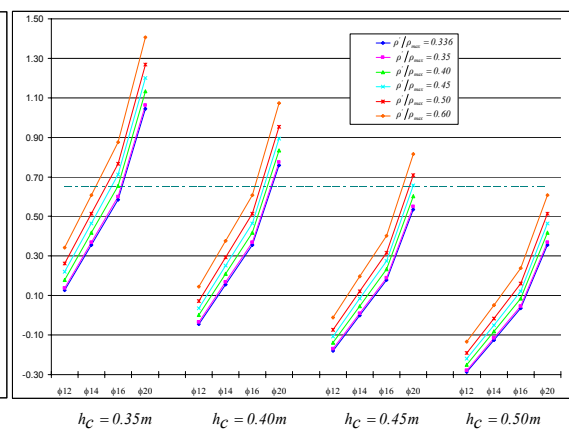


Fig. 6.18 – Esforço axial reduzido para a classe de média ductilidade, materiais C25 A500 e relação  $\rho' / \rho = 0.25$

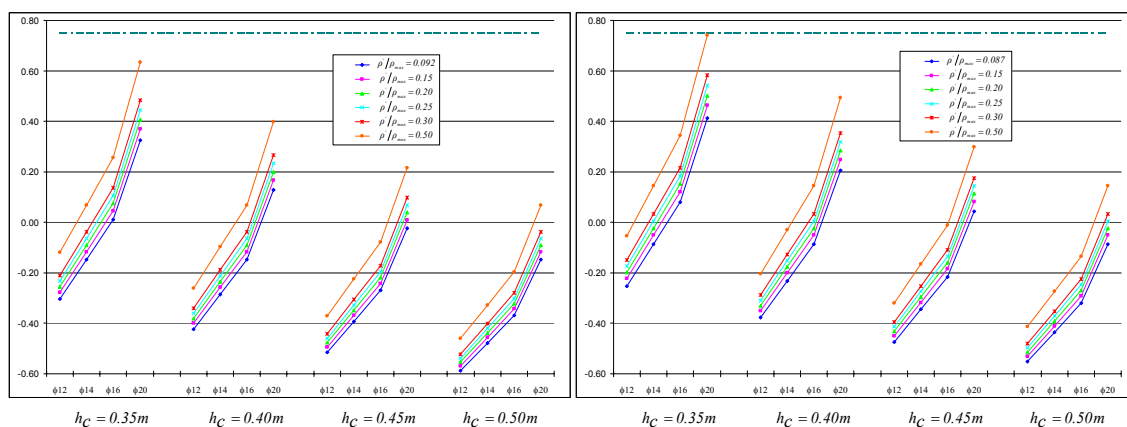


Fig. 6.19 – Esforço axial reduzido para a classe de baixa ductilidade, materiais C20 A400 e qualquer relação  $\rho' / \rho$

Fig. 6.20 – Esforço axial reduzido para a classe de baixa ductilidade, materiais C25 A500 e qualquer relação  $\rho' / \rho$

É igualmente importante salientar que, embora como já se referiu, a consideração da relação  $\rho' / \rho = 0.25$  não seja regulamentarmente válida, a sua aplicação conduz a resultados que permitem concluir que, para a classe de alta ductilidade, a fórmula simplificada não poderia ser considerada dado ser definida para uma relação  $\rho' / \rho_{max} = 0.50$  que é inferior à relação mínima de  $\rho_{min} / \rho_{max}$  para ambos os pares de materiais.

Observando os resultados obtidos relativamente ao comportamento da Eq. (6.16), é possível verificar que, para os pares de materiais considerados, à medida que a dimensão do pilar aumenta, a influência desses materiais diminui, dado que a diferença entre os valores de esforço axial reduzido obtidos para as mesmas condições de  $\rho' / \rho$  e de  $\rho' / \rho_{max}$  diminui. Outro aspecto a salientar, relativamente à influência dos materiais, é o facto da combinação de materiais mais resistentes conduzir à necessidade de maiores valores de  $\nu_d$  para poderem ser considerados os mesmos diâmetros. Verifica-se que a diminuição do valor da relação  $f_{ctm} / f_{syd}$  se reflecte na necessidade dum maior esforço axial reduzido. É possível entender esta afirmação se atendermos ao facto de, por um lado, o EC8 (1994) considerar que a força de ancoragem necessária para garantir a segurança do nó viga-pilar face à força máxima actuante na armadura, resulta, essencialmente, de duas contribuições, CEC (1988):

- O mecanismo habitual de aderência entre o betão e a armadura que gera uma tensão de aderência cujo valor é directamente proporcional a  $f_{ctm}$ .
- O mecanismo que deriva do esforço axial que actua no pilar convergente no referido nó (ou, pelo menos, da parte do esforço axial que actua directamente sobre a armadura) que gera tensões de fricção que resultam em tensões de aderência adicionais.

e, por outro, se também atendermos ao seguinte:

- a) Um maior valor de  $f_{ctm}$  implica a possibilidade de mobilizar maiores tensões de aderência, dado que são directamente proporcionais a  $f_{ctm}$ .
- b) Um maior valor de  $f_{syd}$  implica um valor mais elevado da força na armadura, ou seja, um valor mais elevado da força de ancoragem.

Assim, se a relação  $f_{ctm}/f_{syd}$  diminuir, tal significa que  $f_{ctm}$  tem uma importância relativa menor do que  $f_{syd}$  podendo resultar das seguintes situações:

- Atendendo a a), se  $f_{ctm}$  diminui, mantendo-se  $f_{syd}$  constante, a possibilidade de mobilizar uma menor tensão de aderência leva a que, para uma mesma força na armadura, aumente a contribuição das tensões de fricção que resultam da acção do esforço axial, o que resulta na necessidade dum maior esforço axial reduzido.
- Atendendo a b), se  $f_{syd}$  aumenta, também aumentará a força de ancoragem, o que, mantendo o valor da tensão de aderência mobilizável por  $f_{ctm}$ , leva a que aumente a contribuição das tensões de fricção que resultam da acção do esforço axial.
- Ambas as tensões  $f_{ctm}$  e  $f_{syd}$  aumentam, o que garante um aumento da tensão de aderência mobilizável devido a  $f_{ctm}$  mas que se verifica ser insuficiente para contrabalançar o aumento da força de ancoragem sendo, por isso, necessário aumentar a contribuição das tensões de fricção que resultam da acção do esforço axial.

Se atendermos à evolução dos valores de esforço axial reduzido necessário para cada classe de ductilidade e para cada diâmetro, e considerando os referidos limites máximos para esse parâmetro, definidos no Quadro 6.3, verifica-se que os únicos casos onde é sempre possível atingir os diâmetros considerados para as diversas dimensões de pilares consideradas são os representados nas Fig. 6.19 e 6.20, ou seja, considerando baixa ductilidade. Nas restantes classes de ductilidade podem observar-se diversas situações onde, devido ao esforço axial reduzido máximo, não é possível atingir um determinado diâmetro de armadura, como por exemplo no caso da Fig. 6.8 onde, para a dimensão do pilar de  $0.40m$  e para vários valores da relação  $\rho'/\rho_{max}$ , não é possível considerar um diâmetro maior que  $\phi 14$ .

Quadro 6.3 – Valores do esforço axial reduzido máximo para as várias classes de ductilidade.

<b><i>Ductilidade Baixa</i></b>	<b><i>Ductilidade Média</i></b>	<b><i>Ductilidade Alta</i></b>
<i>0.75</i>	<i>0.65</i>	<i>0.55</i>

Pelas diversas razões apontadas verifica-se, por um lado, que a aplicação das fórmulas simplificadas para a determinação do diâmetro máximo admissível em nós viga-pilar interiores é mais desfavorável que a da formulação geral proposta pelo EC8 (1994), sendo esta última, portanto, preferida na determinação dos referidos diâmetros máximos, apesar da sua maior complexidade. Por outro lado, é possível observar que, mesmo considerando a referida formulação geral, a dimensão dos pilares pode ser fortemente condicionada pelos diâmetros de varões necessários nos nós viga-pilar. Fajfar e Fischinger (1998) chegam a igual conclusão referindo, ainda, que disposições semelhantes foram adoptadas no regulamento neozelandês de 1982 e consideravelmente relaxadas na sua versão actualizada de 1995.

Alternativamente, Brito e Gomes (1996) sugerem uma forma de obviar a verificação desta disposição do EC8 (1994). Estes autores referem não ser obrigatório verificar esta disposição se a amarração dos varões for efectuada na vertical do pilar, à semelhança do que o EC8 (1994) propõe para a ancoragem de armaduras longitudinais convergentes em nós exteriores. Por outro lado, estes autores referem, ainda, que esta disposição não considera a hipótese de não haver uma inversão total na tensão de cedência supostamente instalada em ambos os lados dos nós interiores, o que, nesses casos, conduz a valores excessivamente gravosos do diâmetro máximo, sugerindo a inclusão dum factor correctivo que tivesse em conta o estado de tensão efectivamente instalado em ambos os lados do nó. No caso de se considerar que apenas num dos lados do nó está instalada a tensão de cedência e que no outro, o estado de tensão existente corresponde a  $\sigma_{ef}$ , a actualização da Eq. (6.16) corresponde à Eq. (6.21), cuja dedução se apresenta no Anexo A2:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} = \frac{7.5 f_{ctm}}{\gamma_{Rd} f_{syd}} \frac{1 + 0.8 \nu_d}{1 + k_d \frac{\rho'}{\rho_{max}} \frac{\sigma_{ef}}{f_{syd}}} \quad (6.21)$$

A análise do comportamento desta expressão tal como efectuada para a Eq. (6.16) resulta, por exemplo, para  $\sigma_{ef}/f_{syd} = 0.75$ , para a classe de alta ductilidade, materiais (C25; A500) e (C20; A400), e  $\rho'/\rho = 1$  e  $\rho'/\rho = 0.75$ , nos valores de variação de esforço axial reduzido da Eq. (6.21) em relação aos da Eq. (6.16) apresentados nas Fig. 6.21 a 6.24. A observação destas figuras permite deduzir a existência duma diminuição, em alguns casos considerável, do esforço axial reduzido necessário para tornar admissíveis os vários diâmetros de varão. Desta forma torna-se clara a influência do conhecimento do estado de tensão efectivamente instalado em ambos os lados do nó viga-pilar sobre o respectivo diâmetro admissível. No entanto, devem ser salientados alguns aspectos. Verifica-se que a Eq. (6.21) tem maior influência para relações

$\rho' / \rho_{max}$  mais elevadas, para menores valores da dimensão  $h_c$ , para menores valores da relação  $\rho' / \rho$  e para a combinação de materiais (C25; A500) relativamente à combinação (C20; A400).

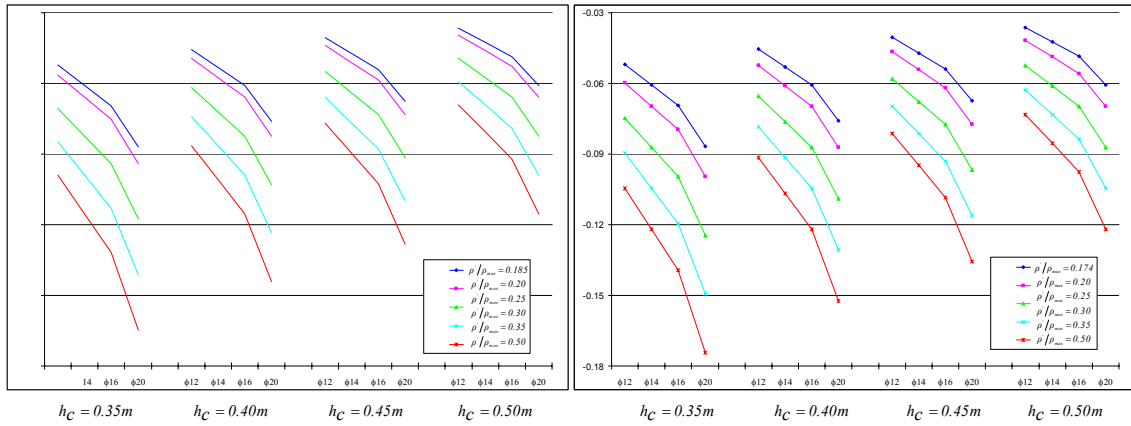


Fig. 6.21 – Variação do esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C20 A400 e relação  $\rho' / \rho = 1$

Fig. 6.22 – Variação do esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C25 A500 e relação  $\rho' / \rho = 1$

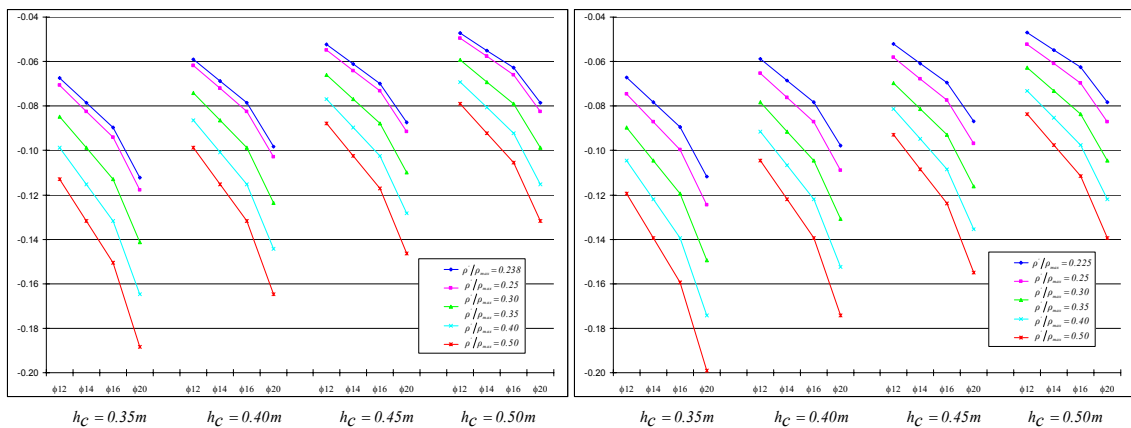


Fig. 6.23 – Variação do esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C20 A400 e relação  $\rho' / \rho = 0.75$

Fig. 6.24 – Variação do esforço axial reduzido para a classe de alta ductilidade, materiais C25 A500 e relação  $\rho' / \rho = 0.75$

De modo a limitar a influência da verificação do diâmetro máximo admissível em nós viga-pilar sobre a pormenorização da armadura de flexão das vigas e sobre as dimensões dos pilares associados, optou-se por considerar a existência do diâmetro  $\phi 14$ . No entanto, apesar da consideração do referido diâmetro, a medida proposta pelo EC8 (1994) nas secções 2.7.2.3(4) e 2.7.3.3(4) da Parte 1.3 para vigas de alta e média ductilidade, respectivamente, que referem a obrigatoriedade de considerar uma armadura mínima constituída por dois varões  $\phi 14$  de aço A400 ao longo de toda a viga é modificada, passando a ser obrigatório garantir uma armadura constituída por três varões  $\phi 12$  de qualquer aço e estendida às três classes de ductilidade. Esta

alteração visa essencialmente evitar que a pormenorização das armaduras das vigas se torne excessivamente dependente do diâmetro  $\phi/4$ .

Dado que o pré-dimensionamento das vigas não pode ser concluído sem a verificação da Eq. (6.16), a qual depende de parâmetros associados aos pilares, verifica-se a necessidade de previamente determinar uma estimativa das dimensões destes elementos bem como do respectivo esforço axial. Dado que, por um lado, um maior valor de  $\nu_d$  é favorável na determinação do diâmetro máximo da armadura longitudinal mas, por outro, não se pretende, nesta Fase, considerar valores demasiado restritivos, o valor considerado não corresponde nem ao mais favorável (o valor relativo ao estado limite último), nem ao mais desfavorável (o valor quase-permanente), sendo intermédio a estes e correspondendo ao resultante do carregamento para o estado limite último não majorado. O método considerado para estimar o seu valor será apresentado em 6.4.4.1.

Outro aspecto a salientar relativamente à determinação da armadura longitudinal das vigas, e cuja influência se verifica quer nesta Fase, quer na Fase 4, é a definição da armadura longitudinal mínima. Quer o EC8 (1994), quer o EC2 (2001) preconizam expressões para o seu cálculo mas, a expressão do EC8 (1994), válida para qualquer classe de ductilidade, é invariavelmente condicionante, como se pode verificar pela observação das equações seguintes. A expressão preconizada pelo EC2 (2001) corresponde à Eq. (6.22) enquanto a Eq. (6.23) corresponde à expressão proposta pelo EC8 (1994). A grandeza  $f_{syk}$  corresponde ao valor característico da tensão de cedência do aço.

$$A_{smin} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} b_v d_v \geq 0.0013 b_v d_v \quad (6.22)$$

$$A_{smin} = 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} b_v d_v \quad (6.23)$$

### 6.4.3.3 Armadura de esforço transverso

Com a excepção das vigas de ductilidade alta, a armadura transversal das vigas das restantes classes de ductilidade é calculada assumindo que em cada elemento actua um esforço transverso  $V_{sd}$  de valor  $qL/2$ . Nas vigas de ductilidade alta, de acordo com o preconizado pelo EC8 (1994), deve ser aplicado o dimensionamento pela capacidade resistente sendo o esforço transverso de dimensionamento calculado a partir dos momentos flectores resistentes das sec-

ções das extremidades destes elementos, os quais derivam da pormenorização de armaduras de flexão.

O cálculo dos momentos resistentes das vigas é efectuado de acordo com as expressões simplificadas para vigas rectangulares à flexão simples definidas por Lima, Monteiro e Mun (1985). Assim, com base na área de armadura de flexão efectivamente considerada nas extremidades,  $A_{sef}$ , é possível calcular a percentagem mecânica de armadura resistente  $\omega_{Rd}$  pela Eq. (6.24). O momento flector reduzido resistente  $\mu_{Rd}$  é, seguidamente, calculado pela Eq. (6.25) e o momento flector resistente  $M_{Rd}$  calculado pela Eq. (6.26).

$$\omega_{Rd} = \frac{A_{sef} f_{syd}}{b_v d_v f_{cd}} \quad (6.24)$$

$$\mu_{Rd} = \omega_{Rd} (1 - 0.605 \omega_{Rd}) \quad (6.25)$$

$$M_{Rd} = \mu_{Rd} b_v d_v^2 f_{cd} \quad (6.26)$$

A pormenorização de armaduras transversais é definida de acordo com as regras preconizadas pelo EC2 (1998) e pelo EC8 (1994). Relativamente ao EC2, verifica-se que o método de cálculo da contribuição do betão para a resistência ao corte sofreu consideráveis alterações da versão de 1998 para a versão de 2001. Apesar disso optou-se por calcular essa contribuição pela formulação apresentada na de 1998 do EC2, Eq. (6.27) a (6.30), dado, por um lado, ser opinião do autor que a formulação proposta na versão de 2001, Eq. (6.31), (6.32), (6.29) e (6.30), poderá ainda não ser definitiva e, por outro, dado os valores resultantes da aplicação da formulação proposta pelo EC2 de 1998 serem mais desfavoráveis.

Apresentam-se, em seguida, as referidas expressões que permitem o cálculo da contribuição do betão para a resistência ao corte,  $V_{Rd,ct}$ , segundo as versões de 1998 e de 2001 do EC2.

$$V_{Rd,ct} = \left[ \frac{0.25 f_{ctk0.05}}{\gamma_c} k (1.2 + 40 \rho_l) - 0.15 \sigma_{cp} \right] b_v d_v \quad (6.27)$$

onde  $f_{ctk0.05}$  representa o valor característico inferior da tensão de rotura à tracção do betão (quantilho de 5%),  $\gamma_c$  é um coeficiente cujo valor é 1.5 e  $k$  é definido por

$$k = (1.6 - d_v) \geq 1 \quad (6.28)$$

com  $d_v$  em metros. O parâmetro  $\rho_l$  é dado por

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_v d_v} \leq 0.02 \quad (6.29)$$

onde  $A_{sl}$  é a área de armadura de tracção que se prolonga para além da secção considerada. A tensão  $\sigma_{cp}$  é definida por

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{b_v h_v} \quad (6.30)$$

onde  $N_{sd}$  é o esforço axial instalado na secção e com sinal negativo se for de compressão. No caso das vigas esta parcela é desprezada dado o esforço axial actuante ser muito baixo.

$$V_{Rd,ct} = \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} k^3 \sqrt{100 \rho_l f_{ck}} - 0.15 \sigma_{cp} \right] b_v d_v \geq (0.4 f_{ctd} - 0.15 \sigma_{cp}) \cdot b_v d_v \quad (6.31)$$

onde  $f_{ck}$  representa o valor característico da tensão de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos,  $f_{ctd}$  é o valor de cálculo da tensão de rotura à tracção do betão e  $k$  é definido por

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_v}} \leq 2 \quad (6.32)$$

com  $d_v$  em milímetros.

Em termos de armadura transversal mínima, a comparação entre as secções aplicáveis do EC2 (1998) e do EC8 (1994), no que se refere à dedução da proposta mais desfavorável, é menos conclusiva, dado que, enquanto o EC2 (1998) propõe uma expressão para a percentagem de armadura transversal  $\rho_{wmin}$ , Eq. (6.33), o EC8 (1994) limita parcelarmente os valores do diâmetro mínimo da armadura transversal e o respectivo espaçamento máximo, para as classes de ductilidade alta e média. No entanto, para estas classes de ductilidade, verifica-se que o espaçamento máximo é geralmente condicionado pelas regras de pormenorização do EC8 (1994). Para a classe de baixa ductilidade são directamente aplicáveis as expressões do EC2 (1998).

$$\rho_{wmin} = \frac{0.08\sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \quad (6.33)$$

## 6.4.4 Pilares

### 6.4.4.1 Definição da geometria dos pilares e sua uniformização

A geometria das secções transversais dos pilares é calculada com base na definição dum estimativa do seu esforço axial  $N_{sd}$  e dum esforço axial resistente  $N_{Rd}$ .

O esforço axial  $N_{sd}$  de cada pilar é determinado a partir da área de influência geométrica do respectivo pilar e da carga correspondendo ao estado limite último que actua nessa área. De modo a atender ao acréscimo de momento flector desses elementos quando solicitados por acções sísmicas, procede-se à correcção do valor desse esforço axial de forma a que possa conduzir a maiores secções transversais. Essa correcção recorre à definição dum factor de posição  $f_p$  cujo valor varia em função da localização dos pilares na estrutura. Assim, como se pode observar pela Fig. 6.25, são definidos os seguintes factores de posição:

- $f_p = 1.5$  para pilares periféricos localizados acima de meia-altura da estrutura.
- $f_p = 1.3$  para pilares periféricos localizados até meia-altura da estrutura.
- $f_p = 1.3$  para pilares interiores localizados acima de meia-altura da estrutura.
- $f_p = 1.1$  para pilares interiores localizados até meia-altura da estrutura.

O valor do esforço axial em cada pilar resulta, portanto, da seguinte expressão:

$$N_{sd} = \sum_j^n A_{inf_j} \cdot Q_j \cdot f_{p_j} \quad (6.34)$$

onde  $A_{inf_j}$  representa a área de influência do pilar no piso  $j$ ,  $Q_j$ , a carga aplicada nessa área correspondendo ao estado limite último,  $f_{p_j}$ , o factor de posição do pilar no piso  $j$ , e  $n$ , o número de pisos acima do pilar considerado. O somatório de  $j$  até  $n$  permite, para cada piso, atender ao esforço axial acumulado de cada pilar nos pisos superiores ao considerado.

Relativamente ao exposto em 6.3.3.2, o esforço axial calculado para o carregamento referente ao estado limite último não majorado é igualmente calculado pela Eq. (6.34) substituindo  $Q_j$  pela carga de estado limite último não majorada.

O referido esforço axial resistente  $N_{Rd}$  é definido pela seguinte expressão:

$$N_{Rd} = 0.85 f_{cd} A_c + A_s f_{syd} \quad (6.35)$$

onde  $0.85 f_{cd}$  corresponde à máxima tensão de compressão de cálculo mobilizável, de acordo com o REBAP (1983),  $A_c$ , à área da secção transversal do pilar, e  $A_s$ , à área de armadura longitudinal do pilar.

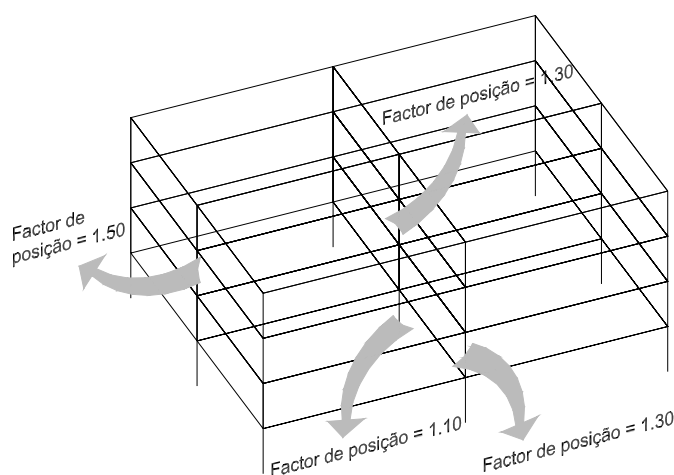


Fig. 6.25 – Definição dos factores de posição.

A parcela  $A_s$  da Eq. (6.35) pode ser definida em função da área da secção transversal  $A_c$  através de:

$$A_s = 0.01 A_c \quad (6.36)$$

Por um lado, a estimativa inicial da armadura de flexão definida pela Eq. (6.36) permite eliminar uma das incógnitas da Eq. (6.35), e por outro assume um valor para essa armadura que verifica o valor mínimo definido pelo EC8 (1994) e que constitui uma estimativa inicial aceitável. Substituindo a Eq. (6.36) na Eq. (6.35) obtém-se:

$$N_{Rd} = (0.85 f_{cd} + 0.01 f_{syd}) A_c \quad (6.37)$$

Atendendo a que a verificação da segurança deve obedecer a

$$N_{Rd} \geq N_{sd} \quad (6.38)$$

substituindo na Eq. (6.38) a Eq. (6.37) obtém-se a Eq. (6.39) que define o valor de  $A_c$  em função de  $N_{sd}$  e das propriedades resistentes dos materiais.

$$A_c = \frac{N_{sd}}{0.85 f_{cd} + 0.01 f_{syd}} \quad (6.39)$$

Com base no valor resultando da Eq. (6.39), definem-se os valores de  $b_c$  e  $h_c$ , as dimensões da secção transversal do pilar, através de

$$b_c = h_c = \sqrt{A_c} \quad (6.40)$$

sendo os valores resultantes arredondados em incrementos de 5cm.

Verifica-se pela Eq. (6.40) que os pilares são definidos com uma secção transversal quadrada no pré-dimensionamento. Esta característica não se vai, necessariamente, manter ao longo do processo de convergência para a solução estrutural dado que a necessidade de aumentar uma das dimensões,  $b_c$  ou  $h_c$ , não implica um aumento de igual valor na outra dimensão.

Após a determinação das dimensões da secção transversal de cada pilar procede-se à uniformização dessas secções em planta, de acordo com a sua posição na estrutura, e em altura.

Relativamente à uniformização em altura, o número de secções diferentes que um pilar pode tomar em altura é definido pelo projectista nos dados iniciais. No que respeita à uniformização dos pilares em planta, para cada alinhamento são definidos dois tipos de secções transversais: a maior secção dos pilares interiores e a maior dos pilares exteriores. A evolução das dimensões dessas secções é independente considerando, no entanto, o facto dos pilares poderem pertencer a alinhamentos resistentes de direcções perpendiculares e de, nesses alinhamentos, poderem ocupar posições diferentes (pilar exterior-pilar exterior, pilar exterior-pilar interior, pilar interior-pilar interior ou pilar interior-pilar exterior).

#### **6.4.4.2 Armadura de flexão**

Dado que para o pré-dimensionamento não existe uma distribuição de esforços, é assumido que a armadura longitudinal de cada pilar corresponde a 1% da área da sua secção transversal, como referido em 6.4.4.1. Pela mesma razão não é, nesta Fase, verificada a segurança dos pilares à flexão desviada, como preconizado pelo EC8 (1994).

À semelhança do que acontece nas vigas, também nos pilares se considera a existência do diâmetro  $\phi 14$  de modo a permitir maior flexibilidade na definição da pormenorização de armaduras.

Como referido na secção anterior, a consideração duma armadura longitudinal cujo valor é 1% da área da secção transversal do pilar verifica a armadura mínima preconizada pelo EC8 (1994). No entanto, a verificação complementar preconizada pelo EC2 (2001) também é efectuada, embora, na maioria das situações, ela não seja condicionante. Na verificação da armadura longitudinal mínima optou-se por considerar a expressão proposta pela versão de 2001 deste regulamento:

$$A_{s\ min} = \frac{0.10N_{sd}}{f_{syd}} \geq 0.002A_c \quad (6.41)$$

onde, naturalmente, a verificação da segunda parte da Eq. (6.41) está automaticamente garantida pela condição do EC8 (1994).

#### 6.4.4.3 Armadura de esforço transverso

Nesta Fase a armadura de esforço transverso é, também, calculada de forma simplificada. Para cada pilar é definido um esforço transverso  $V_{sd}$  calculado admitindo que, na base e no topo do pilar, actuam momentos flectores de igual grandeza mas de sentidos contrários, tal como representado na Fig. 6.22. A grandeza desses momentos deverá corresponder à grandeza do maior dos momentos resistentes das vigas convergentes no pilar definidos de acordo com metodologia definida em 6.4.3.3. O valor do esforço transverso  $V_{sd}$  vem, então, definido através de:

$$V_{sd} = \frac{2 \cdot \gamma_n \cdot M_{Rd\ max}}{L_c} \quad (6.42)$$

onde  $\gamma_n$  é um coeficiente que tem em conta a menor probabilidade de rotura associada aos pilares, ou seja, que considera as sobre-resistências dos materiais, podendo admitir-se que o seu valor é, segundo o EC8 (1994), igual ao de  $\gamma_{Rd}$  definido para os pilares de acordo com a classe de ductilidade em causa,  $M_{Rd\ max}$  representa o momento flector resistente máximo das vigas convergentes no pilar, e  $L_c$  representa a altura do pilar.

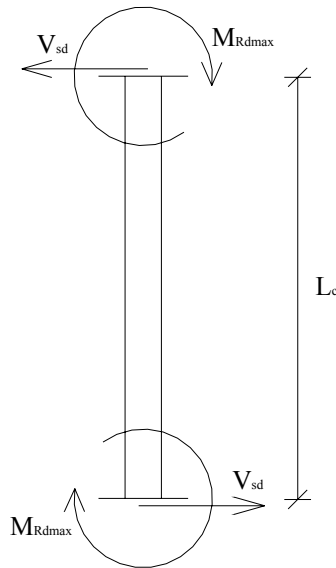


Fig. 6.26 – Definição do esforço transversal nos pilares.

Relativamente às condições mínimas desta armadura é importante referir que, embora sejam verificadas as condicionantes propostas quer pelo EC2 (2001), quer pelo EC8 (1994), apenas existe um aspecto onde o EC2 (2001) será condicionante. Assim, verifica-se que, em estruturas de ductilidade média e baixa, o espaçamento máximo entre varões longitudinais cintados é condicionado pelo valor mínimo do EC2 (2001) –  $15\text{cm}$ . Importa igualmente referir que este aspecto condicionante do EC2 apenas se verificou na sua versão de 2001 dado que a versão de 1998 não fazia qualquer menção a este respeito. Por outro lado, na referida versão de 1998, verifica-se que, para estruturas de baixa ductilidade e em comparação com as medidas preconizadas pelo EC8 (1994), o espaçamento mínimo da armadura transversal é condicionado pelas imposições deste regulamento. Essa medida foi reformulada na versão de 2001 do regulamento, tornando-se menos restritiva, sendo, por isso, o espaçamento da armadura transversal sempre condicionado pelas medidas preconizadas pelo EC8 (1994).

Assim, o EC8 (1994) condiciona o diâmetro mínimo da armadura transversal e o seu espaçamento para estruturas de todas as classes de ductilidade, enquanto a distância entre varões longitudinais cintados é condicionada pelo EC2 (2001) em estruturas de ductilidade média e baixa e é condicionada de forma idêntica pelo EC2 (2001) e pelo EC8 (1994) em estruturas de ductilidade alta.

Relativamente a estruturas de baixa ductilidade e às condicionantes preconizadas pelo EC8 (1994) é importante clarificar a secção 2.8.3.4(5) da Parte 1.3. Nesta secção o EC8 (1994) impõe duas condições para que a parcela da resistência ao corte que deriva da contribuição do betão,  $V_{Rd,ct}$ , possa ser calculada de acordo com o EC2 (1998). É imposto que o esforço axial

reduzido  $\nu_d$  seja inferior a 0.2 e que o coeficiente de comportamento de base  $q_0$ , dependente do tipo de sistema estrutural, seja inferior a 3.5.

No que respeita à primeira imposição, verifica-se que, de acordo com Brito e Gomes (1996), o limite de 0.2 se refere à tensão  $\sigma_{cp}$  que consta nas Eq. (6.27) e (6.31). Assim, caso a tensão  $\sigma_{cp}$  seja equivalente a um esforço axial reduzido superior a 0.2, o valor de  $\sigma_{cp}$  a considerar resulta do referido limite associado à definição de esforço axial reduzido:

$$\left. \begin{aligned} \nu_d = \frac{N_{sd}}{b_c h_c f_{cd}} = 0.2 \\ \sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{b_c h_c} \end{aligned} \right\} \sigma_{cp} = 0.2 f_{cd} \quad (6.43)$$

Relativamente à segunda imposição, verifica-se pela observação do Quadro 6.4, que o EC8 (1994) apenas define coeficientes de comportamento de base que verifiquem o referido limite para estruturas do tipo núcleo ou pêndulo. Assim, e de acordo com Brito e Gomes (1996), deduz-se que, na realidade, o termo de comparação não deve ser o coeficiente de comportamento de base  $q_0$ , mas sim o coeficiente de comportamento  $q$ .

Quadro 6.4 – Valores do coeficiente de comportamento base  $q_0$ .

<i>Sistema Estrutural</i>		<i>q<sub>0</sub></i>
<i>Pórtico</i>		5.0
<i>Misto</i>	<i>Pórtico Equivalente</i>	5.0
	<i>Parede Equivalente com paredes acopladas</i>	5.0
	<i>Parede Equivalente com paredes desacopladas</i>	4.5
<i>Paredes</i>	<i>Acopladas</i>	5.0
	<i>Desacopladas</i>	4.0
<i>Núcleo</i>		3.5
<i>Pêndulo</i>		2.0

Segundo o EC8 (1994), a pormenorização da armadura transversal, além de garantir a segurança para o esforço transversal de cálculo, deve igualmente garantir um valor mínimo para o factor convencional de ductilidade em curvatura, CCDF, cujo valor é definido de acordo com as diferentes classes de ductilidade, e garantir um confinamento adequado das secções devido à redução da capacidade resistente provocada pela perda do recobrimento, que por sua vez decor-

re de grandes extensões de compressão serem atingidas. Estes dois objectivos são satisfeitos se as seguintes desigualdades forem verificadas:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq k_0 \cdot \mu_{l/r} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{syd} \left( 0.35 \frac{A_c}{A_0} + 0.15 \right) - 10 \varepsilon_{cu} \quad (6.44)$$

$$\omega_{wd} \geq \omega_{wd \min} \quad (6.45)$$

O parâmetro  $\mu_{l/r}$  é o CCDF cujo valor, como referido, varia consoante a classe de ductilidade,  $k_0$  é um coeficiente que também depende da classe de ductilidade,  $\varepsilon_{syd}$  é a extensão de cedência de cálculo do aço,  $A_0$  é a área do núcleo cintado do pilar,  $\varepsilon_{cu}$  é a extensão última do betão não confinado cujo valor é 0.0035,  $\omega_{wd}$  é a razão mecânico-volumétrica das cintas,  $\omega_{wd \min}$  é a razão mecânico-volumétrica mínima das cintas e  $\alpha$  é o coeficiente de eficácia global da cintagem definido por:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad (6.46)$$

onde, para secções transversais rectangulares,  $\alpha_n$  é calculado por:

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{nv-1} b_i^2}{6A_0} \quad (6.47)$$

onde  $b_i$  é a distância entre varões cintados e  $nv$  é o número de varões cintados. Por seu lado, para secções transversais rectangulares,  $\alpha_s$  é calculado por:

$$\alpha_s = \left( 1 - \frac{s}{2b_0} \right)^2 \quad (6.48)$$

onde  $s$  é o espaçamento das cintas e  $b_0$  é a menor dimensão do núcleo cintado.

O processo de cálculo expresso pelas Eq. (6.44) a (6.48) apenas é aplicável às zonas críticas dos pilares. No entanto, a sua aplicação reveste-se de alguma complexidade, agravada pelo facto de ter de ser considerada em estruturas de qualquer classe de ductilidade. Apesar disso, se

observarmos as secções do EC2, quer da versão de 1998, quer da versão de 2001, relativas à armadura de esforço transverso, verifica-se que são relativamente poucas no que respeita a medidas que visem a garantia de eficácia da cintagem, o que leva a considerar as verificações adicionais propostas pelo EC8 (1994) como fonte de alguma garantia acerca dessa eficácia, apesar da sua complexidade.

A não verificação das Eq. (6.44) ou (6.45) implica o reajuste da armadura transversal da secção. Numa primeira fase esse reajuste apenas consiste na diminuição o seu espaçamento em incrementos de  $2\text{cm}$ , até que seja atingido um mínimo de  $6\text{cm}$ . Caso ainda não seja garantida a verificação das referidas expressões procede-se ao aumento do diâmetro da armadura transversal e conseqüente ajuste do espaçamento até que as referidas condições sejam verificadas.

## 6.5 Definição das curvas de comportamento (Fase 2)

A partir da pormenorização de armaduras das secções transversais das zonas críticas dos diversos elementos estruturais são calculadas as respectivas curvas de comportamento. Como já referido, essas curvas são calculadas segundo a metodologia apresentada por Arêde e Pinto (1996) resultando para cada secção uma curva base trilinear com distinção do sentido de flexão nas vigas e considerando a influência do esforço axial nos pilares.

Relativamente ao esforço axial considerado nos pilares, é importante salientar que, na sequência do pré-dimensionamento, não existe uma distribuição de esforço axial nos pilares que resulte numa análise estrutural. Assim, na primeira passagem por esta Fase, o esforço axial dos pilares considerado na determinação das respectivas curvas de comportamento corresponde ao calculado pela Eq. (6.34) para o carregamento referente ao estado limite último não majorado. Nas subseqüentes iterações, o esforço axial considerado corresponde ao maior esforço axial obtido para cada pilar durante a análise não linear.

Relativamente à armadura transversal dos pilares, refere-se que a contribuição das cintas de 1 ramo para o confinamento da secção é desprezada na determinação das curvas de comportamento.

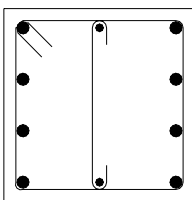


Fig. 6.27 – Cinta de 1 ramo.

Apesar da metodologia usada no cálculo das diversas curvas trilineares não diferir da considerada no capítulo 4, é importante salientar dois aspectos fundamentais que afectam directamente o processo de convergência para a solução estrutural.

O primeiro aspecto está relacionado com os valores das propriedades materiais do aço e do betão considerados. Dado que o método proposto neste capítulo pretende ser um método de dimensionamento e não de verificação do comportamento de estruturas, onde é hábito serem considerados os valores médios das propriedades materiais na determinação das curvas de comportamento, à semelhança do que foi efectuado no capítulo 5, julgou-se, neste caso, ser mais adequada a consideração dos valores característicos dessas propriedades, nomeadamente o valor das resistências à compressão e à tracção do betão e o valor da tensão de cedência do aço.

O segundo aspecto está igualmente relacionado com as propriedades materiais. Dado que no processo de dimensionamento das secções de betão armado são considerados os valores de cálculo das propriedades materiais, a análise não linear dinâmica da estrutura realizada com base em curvas de comportamento calculadas atendendo aos valores característicos das propriedades materiais implica a possibilidade dos elementos estruturais atingirem esforços mais elevados do que os que conduziram ao seu dimensionamento. Tal se deve, essencialmente, à diferença entre os valores de cálculo e característicos das propriedades materiais, dado que as curvas de comportamento calculadas com base nos valores característicos representam uma sobre-resistência das secções em relação às mesmas curvas calculadas com base nos respectivos valores de cálculo. Através da Fig. 6.28, é possível observar que, para cada iteração, a capacidade resistente de cada secção  $E_R$ , que deriva da curva de comportamento calculada com valores característicos, pode conduzir a esforços solicitantes  $E_S$  nessa secção de grandeza próxima à de  $E_R$ , o que implica que a grandeza de  $E_S$  da iteração corrente seja superior à da iteração anterior. Tal facto conduz à constante actualização das armaduras da secção e, conseqüentemente, da sua capacidade resistente  $E_R$ , podendo verificar-se, no cenário mais desfavorável, uma infinita sucessão de iterações onde nunca é atingida a convergência para uma solução.

De modo a obviar este problema, é necessário que ao longo do processo de dimensionamento sejam sempre considerados esforços da mesma natureza, ou seja, esforços resistentes e solicitantes de cálculo. Uma possível solução para este problema consiste em considerar os valores de cálculo das propriedades materiais na definição das curvas de comportamento. No entanto, considerou-se uma solução distinta que consiste em criar coeficientes de segurança redutores  $\gamma_{tri}$  para as curvas de comportamento determinadas com os valores característicos dos materiais, cuja definição, além de garantir o adequado desenvolvimento do processo iterativo de modo a que haja convergência, permite, ainda, quantificar uma margem de segurança média para os elementos estruturais. Estes coeficientes são definidos separadamente para vigas e para pilares, sendo que para os pilares são ainda definidos valores distintos para as direcções  $X$  e  $Y$ . Inicialmente são calculados para cada secção do tipo de elemento em causa sendo, no final,

efectuada uma média de todos os coeficientes, obtendo-se assim um coeficiente de segurança para as vigas e dois para os pilares.

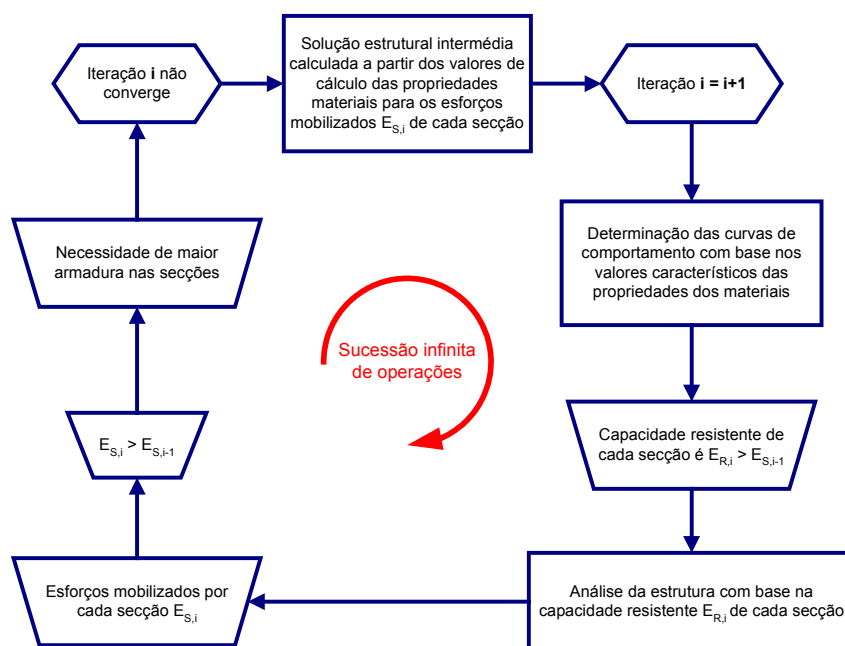


Fig. 6.28 – Cenário de sucessão infinita de iterações.

A definição dos coeficientes ao nível da secção é efectuada com base em quatro parâmetros:

- A ductilidade em curvatura máxima atingida na secção durante a análise não linear dinâmica  $\mu_{max}$ ,
- A ductilidade em curvatura máxima pretendida, no caso das vigas, ou a ductilidade máxima admissível, no caso dos pilares,  $\mu_{lim}$  e  $\mu_{adm}$ , respectivamente,
- O valor máximo admitido para o coeficiente de segurança,  $\gamma_{tri,max}$ , e
- O valor mínimo admitido para o coeficiente de segurança,  $\gamma_{tri,min}$ .

Relativamente às vigas, o coeficiente de segurança máximo  $\gamma_{tri,max}$  é definido no ficheiro de dados iniciais, o coeficiente de segurança mínimo  $\gamma_{tri,min}$  tem o valor de 1.15 e a ductilidade em curvatura máxima pretendida  $\mu_{lim}$  apresenta o valores apresentados no Quadro 6.5 que variam consoante a classe de ductilidade.

A partir dos resultados da análise não linear dinâmica obtêm-se, para cada secção, as ductilidades em curvatura máximas para flexão positiva e negativa. Desses dois valores apenas se considera o mais elevado,  $\mu_{max}$ , com base no qual se calcula o coeficiente de segurança  $\gamma_{tri}$ .

Este resulta da aplicação da Eq. (6.49) que consiste na expressão dos segmentos de recta do gráfico apresentado na Fig. 6.29. Verifica-se que ao coeficiente de segurança máximo corresponde uma ductilidade em curvatura unitária e que ao coeficiente de segurança mínimo corresponde a ductilidade em curvatura máxima pretendida.

Quadro 6.5 – Ductilidade em curvatura máxima pretendida nas vigas para as várias classes de ductilidade.

<i>Ductilidade Baixa</i>	<i>Ductilidade Média</i>	<i>Ductilidade Alta</i>
3.0	5.0	8.0

$$\gamma_{tri} = \begin{cases} \gamma_{tri,max} & \Rightarrow \mu_{max} \leq 1.0 \\ \frac{\gamma_{tri,max} - 1.15}{1.0 - \mu_{lim}} (\mu_{max} - \mu_{lim}) & \Rightarrow 1.0 < \mu_{max} < \mu_{lim} \\ \gamma_{tri,min} = 1.15 & \Rightarrow \mu_{max} \geq \mu_{lim} \end{cases} \quad (6.49)$$

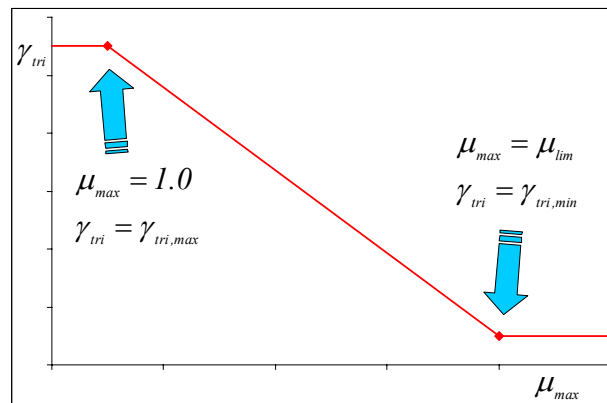


Fig. 6.29 – Função  $\gamma_{tri}$  para as vigas.

Relativamente aos pilares, o processo de cálculo do coeficiente de segurança é semelhante ao das vigas. Tal como nas vigas o coeficiente de segurança máximo  $\gamma_{tri,max}$  é definido no ficheiro de dados iniciais e o coeficiente de segurança mínimo  $\gamma_{tri,min}$  tem o valor de 1.15.

A ductilidade em curvatura máxima admissível  $\mu_{adm}$  é calculada separadamente para cada piso segundo as direcções  $X$  e  $Y$  com base na Eq. (6.50), uma adaptação da formulação apresentada no capítulo 2 baseada na proposta de Park e Paulay (1975) e cuja dedução se apresenta no Anexo A3:

$$\mu_{adm} = \frac{(\mu_{\delta} - 1) \cdot \alpha \cdot L_c^2 \left( n_p - \frac{1}{3} \right)}{2l_{pb} (n_p \cdot L_c - 0.5l_{pc})} \quad (6.50)$$

onde  $l_{pb}$  e  $l_{pc}$  são os comprimentos de rótula plástica nas vigas e nos pilares, respectivamente,  $n_p$ , o número do piso em causa,  $L_c$ , a altura média dos pisos,  $\alpha$  um coeficiente que relaciona a curvatura de cedência das vigas com a curvatura dos pilares nesse momento e cujo valor se considerou igual a 1. A grandeza  $\mu_{\delta}$ , definida pela Eq. (6.51), representa a ductilidade em deslocamentos de cada piso calculada para um deslocamento entre pisos, normalizado pela altura entre os pisos, máximo  $\theta_{max}$  definido no ficheiro de dados iniciais. Sugere-se que  $\theta_{max}$  seja 2% como apresentado por Bento (1996) ao referir Kappos (1991) que por sua vez se referia ao trabalho de Sozen (1981).

$$\mu_{\delta} = \frac{\theta_{max}}{\theta_{y,med}} \quad (6.51)$$

onde  $\theta_{y,med}$  representa o deslocamento entre pisos, normalizado pela altura entre os pisos, de cedência, definido por Priestley (1998):

$$\theta_{y,med} = 0.5 \varepsilon_y \cdot \frac{l}{h_v} \quad (6.52)$$

onde  $\varepsilon_y$  representa a extensão de cedência do aço,  $l$ , o vão médio das vigas de cada piso e  $h_v$ , a altura média da secção das vigas de cada piso.

A ductilidade em curvatura  $\mu_{adm}$  calculada desta forma representa, à semelhança dos valores de ductilidades em curvatura apresentados no capítulo 3, um valor médio dessa grandeza na estrutura. Este será essencialmente condicionado pelas ductilidades atingidas nas vigas, dado que a contribuição relativa dos pilares vai diminuindo à medida que aumenta a classe de ductilidade das estruturas. Atendendo a estas considerações, opta-se por considerar como ductilidade admissível nos pilares o valor  $\mu_{adm}$ .

A partir dos resultados da análise não linear dinâmica obtêm-se, para ambas as extremidades dos pilares e segundo cada direcção, as ductilidades em curvatura máximas para flexão positiva e negativa. Segundo cada uma das direcções, apenas se considera, em cada pilar, o mais

elevado dos quatro valores que são definidos,  $\mu_{max}$ , com base no qual se calcula o coeficiente de segurança  $\gamma_{tri}$ . Este obtém-se pela Eq. (6.53), que resulta da Eq. (6.49) trocando  $\mu_{lim}$  por  $\mu_{adm}$ , e cujo gráfico é apresentado na Fig. 6.30. Verifica-se que ao coeficiente de segurança máximo corresponde uma ductilidade em curvatura unitária e que ao coeficiente de segurança mínimo corresponde a ductilidade em curvatura máxima admissível.

$$\gamma_{tri} = \begin{cases} \gamma_{tri,max} & \Rightarrow \mu_{max} \leq 1.0 \\ \frac{\gamma_{tri,max} - 1.15}{1.0 - \mu_{adm}} (\mu_{max} - \mu_{adm}) & \Rightarrow 1.0 < \mu_{max} < \mu_{adm} \\ \gamma_{tri,min} = 1.15 & \Rightarrow \mu_{max} \geq \mu_{adm} \end{cases} \quad (6.53)$$

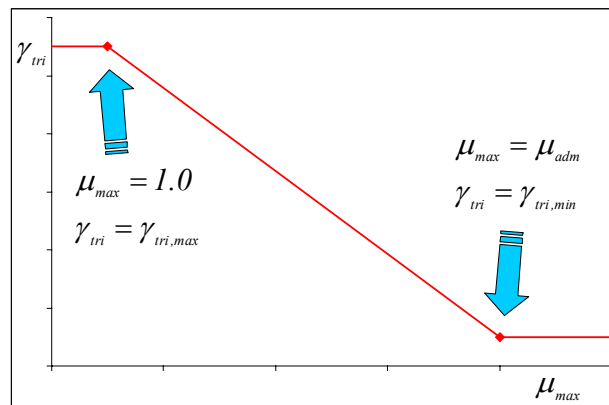


Fig. 6.30 – Função  $\gamma_{tri}$  para os pilares.

Após a determinação das diversas curvas de comportamento com base nos valores característicos das propriedades materiais, a ordenada de cada ponto notável da curva é dividida por  $\gamma_{tri}$  resultando numa curva de comportamento corrigida semelhante à que se pode observar na Fig. 6.31.

Atendendo à metodologia apresentada para o cálculo dos coeficientes de segurança  $\gamma_{tri}$ , verifica-se a necessidade de possuir resultados da análise da estrutura, nomeadamente em termos da distribuição das ductilidades. Assim, a definição destes coeficientes apenas se pode efectuar a partir da primeira iteração do processo de convergência. Por isso, no final do processo de pré-dimensionamento os diversos coeficientes  $\gamma_{tri}$  são considerados iguais a 1.15.

Os parâmetros  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\gamma$  complemento das curvas de comportamento e necessários para a caracterização do modelo hysterético de Costa e Costa, Costa e Costa (1987), são definidos de acordo com exposto no capítulo 4.

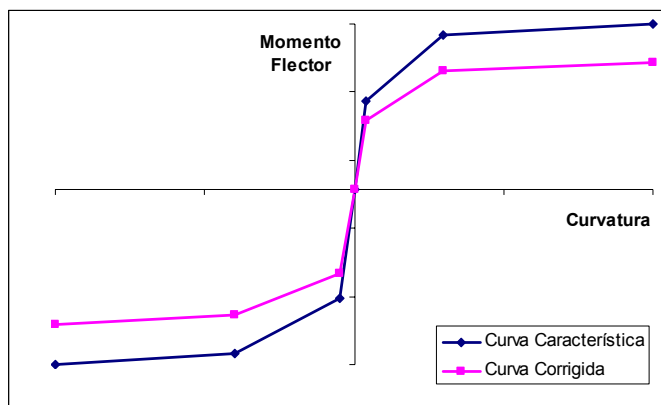


Fig. 6.31 – Curva de comportamento característica vs curva de comportamento corrigida.

## 6.6 Análise não linear dinâmica (Fase 3)

A análise não linear dinâmica da estrutura recorre, como anteriormente referido, à modelação plana dos pórticos de cada uma das direcções  $X$  e  $Y$  segundo uma associação em comboio. São, portanto, efectuadas duas análises não lineares dinâmicas planas cujos resultados constituirão a base da pormenorização estrutural que lhe sucede.

A associação dos pórticos em comboio permite o agrupamento de pórticos com iguais características e cuja posição relativa na estrutura face ao centro de rigidez seja a mesma.

Relativamente à modelação estrutural, à semelhança do que foi apresentado no capítulo 4, os diversos elementos são constituídos por três sub-elementos. O sub-elemento central é considerado com comportamento linear e os sub-elementos das extremidades são considerados com comportamento não linear definido pelas curvas de comportamento calculadas de acordo com 6.5 sendo a sua dimensão o comprimento de rótula plástica definido em função da altura da secção transversal no ficheiro de dados iniciais.

A acção sísmica é, como já referido, simulada através dum acelerograma determinado com base no espectro de resposta definido no DNA-EC8 (2000).

Em termos de resultados, são obtidos das análises não lineares deslocamentos horizontais nos nós da estrutura, os diversos tipos de esforços, curvaturas e índices de dano nas várias secções críticas, bem como o índice de dano global.

Os esforços considerados nas vigas são os momentos flectores máximos segundo cada sentido de flexão e os esforços transversos máximos e mínimos, de cada extremidade. São igualmente consideradas as curvaturas máximas de modo a calcular as respectivas ductilidades máximas.

Parte dos esforços considerados em cada extremidade dos pilares correspondem aos diversos tipos de combinações que em seguida se definem:

- Momentos flectores máximos segundo cada sentido de flexão e respectivos esforços axiais associados
- Momentos flectores mínimos segundo cada sentido de flexão e respectivos esforços axiais associados
- Esforços axiais mínimos (compressão) e respectivos momentos flectores associados
- Esforços axiais máximos (tracção) e respectivos momentos flectores associados

Verifica-se que as combinações acima descritas perfazem um total de quatro pares (momento flector; esforço axial) a definir segundo as direcções  $X$  e  $Y$  para cada extremidade dos pilares. Além destes esforços, são também considerados nessas extremidades os esforços transversos máximos e mínimos, igualmente segundo as direcções  $X$  e  $Y$ .

Por outro lado, no caso do dimensionamento pela capacidade resistente ter de ser considerado por força da classe de ductilidade em causa, são ainda consideradas outras combinações de esforços para os pilares.

A aplicação do dimensionamento pela capacidade resistente implica a necessidade de equacionar o equilíbrio entre os momentos flectores resistentes das extremidades de duas vigas concorrentes num determinado nó viga-pilar e os momentos flectores que actuam nas extremidades de dois pilares concorrentes nesse nó, Fig. 6.32, onde  $M_{ARdi}$  e  $M_{BRdi}$  representam os momentos flectores resistentes nas extremidades das vigas e  $M_{CSdi}$  e  $M_{DSdi}$  representam os momentos flectores que actuam nas extremidades dos pilares. Verifica-se que, para cada momento flector numa extremidade dum pilar concorrente num nó, é necessário conhecer o momento flector que lhe está associado e que actua na extremidade oposta do pilar adjacente. Definem-se, então, para cada secção extrema dos pilares e segundo as direcções  $X$  e  $Y$ , as seguintes combinações adicionais de esforços específicas para a aplicação do dimensionamento pela capacidade resistente:

- Momento flector máximo positivo em conjunto com o momento flector da secção extrema oposta do pilar imediatamente adjacente e respectivos esforços axiais

- Momento flector mínimo positivo em conjunto com o momento flector da secção extrema oposta do pilar imediatamente adjacente e respectivos esforços axiais
- Momento flector máximo negativo em conjunto com o momento flector da secção extrema oposta do pilar imediatamente adjacente e respectivos esforços axiais
- Momento flector mínimo negativo em conjunto com o momento flector da secção extrema oposta do pilar imediatamente adjacente e respectivos esforços axiais

Estas combinações implicam que, após a correcção dos momentos flectores dos pilares através do dimensionamento pela capacidade resistente, existam oito pares (momento flector; esforço axial) adicionais para cada secção dum pilar, segundo as direcções  $X$  e  $Y$  que devem ser considerados na determinação das armaduras longitudinais.

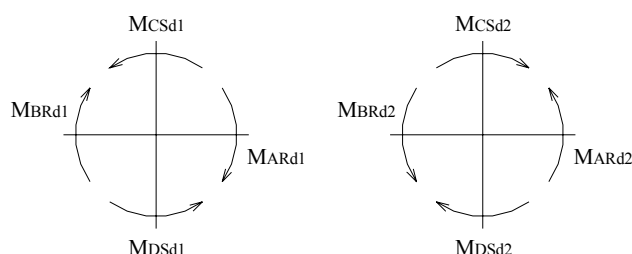


Fig. 6.32 – Equilíbrio num nó viga-pilar no dimensionamento pela capacidade resistente.

A título complementar, refere-se que, antes de iniciar a primeira passagem por esta Fase, é efectuada uma análise não linear estática da estrutura, seguindo a modelação estrutural anteriormente referida, em que a estrutura é sujeita ao carregamento estático relativo ao estado limite último. Esta análise preliminar tem como objectivos aferir as dimensões mínimas das secções transversais dos pilares que garantam a segurança destes elementos para o carregamento gravítico máximo e a verificação das secções extremas das vigas relativamente aos momentos flectores que derivam do carregamento de estado limite último.

A verificação da primeira premissa consiste na garantia de que, para cada pilar, o esforço axial resistente de cálculo é superior ao máximo esforço axial actuante  $N_{Sd}$ , Eq. (6.54). Apesar desta análise, as dimensões dos pilares apenas são actualizadas caso não verifiquem as referidas dimensões mínimas, não havendo lugar à actualização das referidas dimensões caso estejam acima dos respectivos valores mínimos.

$$N_{Sd} \leq b_c \cdot h_c \cdot 0.85 f_{cd} \quad (6.54)$$

Relativamente às vigas, os resultados da análise não linear estática permitem verificar se os momentos flectores reduzidos máximos das extremidades da vigas estão abaixo do máximo

permitido, 0.30, e acima do valor mínimo 0.10, atendendo, no entanto, às condicionantes definidas pelas Eq. (6.5), (6.7), (6.8) e (6.9). Destas verificações pode resultar a actualização das dimensões das secções das vigas e das respectivas armaduras, podendo implicar quer aumentos, quer diminuições dessas grandezas. Relativamente à actualização das armaduras, dado que os momentos positivos nas extremidades das vigas que resultam da aplicação do carregamento último são nulos, a armadura a garantir nessas zonas corresponderá à verificação da armadura longitudinal mínima, Eq. (6.22) e (6.23), e à verificação da condição imposta pelo EC8 (1994) que preconiza que, em qualquer secção transversal, a armadura de compressão não deverá ser inferior a 50% da armadura de tracção. Quanto à armadura superior, da análise não linear estática resulta uma armadura que verifica o estado limite último para as cargas gravíticas e que constituirá, ao longo do processo de dimensionamento, a nova armadura mínima superior dessas secções.

## **6.7 Verificação do pré-dimensionamento e actualização da solução estrutural (Fase 4)**

Nesta Fase, a estrutura é dimensionada atendendo às distribuições de esforços e de deslocamentos que resultam da análise não linear dinâmica comparando-se a solução estrutural determinada com a que resulta da análise não linear estática, referida em 6.6, ou da iteração anterior. O cálculo de armaduras e possível redefinição de dimensões de algumas das secções deriva por um lado da aplicação das directivas regulamentares preconizadas pelo EC8 (1994) e pelo EC2 (1998) ou pelo EC2 (2001), consoante aplicável de acordo com o anteriormente exposto, e por outro, da aplicação de determinadas regras de dimensionamento apresentadas na exposição da Fase 1 e da definição complementar de regras adicionais formuladas de modo a terem em conta alguns aspectos específicos.

Dado que alguns aspectos desta Fase são comuns à Fase 1, a exposição subsequente irá essencialmente focar as características distintas desta Fase.

### **6.7.1 Influência dos deslocamentos horizontais**

Na análise da estrutura são calculados os deslocamentos horizontais dos diversos nós da estrutura. Com base nestes deslocamentos é definido o deslocamento horizontal médio de cada piso segundo as direcções  $X$  e  $Y$ . A definição desta deformada lateral média permite verificar as condições que o EC8 (1994) propõe para a verificação do deslocamento máximo em edifícios

com elementos não estruturais construídos com materiais frágeis fixos à estrutura e do deslocamento máximo em edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais. A verificação destas condições apenas se realiza a título complementar dado não se considerar a sua influência em termos estruturais.

De acordo com o EC8 (1994), para as combinações sísmicas e estruturas de esbelteza média é permitida a dispensa da consideração dos efeitos de 2ª ordem no caso de ser verificada a Eq. (6.55) em todos os pisos. Na Eq. (6.55)  $\theta$  representa o coeficiente de sensibilidade,  $d_r$ , o deslocamento relativo entre pisos,  $P_{tot}$ , a carga gravítica total ao nível do piso corrente,  $V_{tot}$ , a força de corte global ao nível do piso corrente, e  $L$ , a altura do piso corrente.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot L} \leq 0.1 \quad (6.55)$$

Esta dispensa é válida mesmo que para as restantes combinações de acções a verificação dos efeitos de 2ª ordem seja obrigatória. Esta medida preconizada pelo EC8 (1994), válida para qualquer classe de ductilidade, faz sentido na medida em que, em zonas de maior sismicidade os efeitos de 2ª ordem não serão, em princípio, condicionantes. Admitindo que em zonas de maior sismicidade as estruturas terão de possuir maior resistência de forma a garantir a segurança face à acção sísmica, verifica-se que o decréscimo, relativamente à resistência global da estrutura às acções laterais, da resistência mobilizável pela acção sísmica é menor em estruturas localizadas em zonas de maior sismicidade, Paulay e Priestley (1992). No entanto, a aplicação da Eq. (6.55) não está isenta de dúvidas. Verifica-se que Mac Gregor e Hage (1977) deduziram uma expressão idêntica cuja validade se circunscreve a pórticos planos e cujo limite máximo do coeficiente  $\theta$  para que a dispensa dos efeitos de 2ª ordem se possa considerar é  $0.0475$ . À luz desta afirmação torna-se necessária uma explicação que justifique a Eq. (6.55), especialmente no que respeita ao limite de  $0.1$  para a sua validade dado que, segundo De Stefano, Nudo e Viti (2001), esta expressão não garante que os efeitos de 2ª ordem sejam desprezáveis.

Por outro lado, é igualmente interessante o facto do Eurocódigo 3 (1992) – Secção 5.2.5.2 da Parte 1.1 – e, segundo Paz (1997), do *Universal Building Code* norte americano de 1994 também considerarem a Eq. (6.55) com o mesmo fim.

Como medida de avaliação da importância dos referidos efeitos de 2ª ordem em estruturas com expectável comportamento não linear, Paulay e Priestley (1992) sugerem o cálculo dum índice de estabilidade inelástico, Eq. (6.56), cuja formulação é semelhante à Eq. (6.55) mas considerando que o deslocamento entre pisos em causa corresponde ao deslocamento entre pisos máximo em regime inelástico,  $d_m$ . Segundo os referidos autores, este deslocamento relativo

poderá variar entre  $3\Delta_y/H$  (acima de meia-altura da estrutura) e  $5\Delta_y/H$  (abaixo de meia-altura da estrutura), onde  $\Delta_y$  representa o deslocamento de cedência da estrutura medido no último piso e  $H$ , a altura da estrutura. Como limite máximo do referido índice de estabilidade, a partir do qual os efeitos de 2ª ordem deverão ser considerados, estes autores sugerem o valor  $0.15$ . Convertendo este limite de modo a que a Eq. (6.56) considere os deslocamentos relativos que conduzem à cedência dos pisos, que em termos percentuais podem ser considerados iguais a  $\Delta_y/H$ , obtemos um limite de  $0.05$  para os pisos acima de meia-altura e  $0.03$  para os pisos abaixo de meia-altura. À luz desta transformação e considerando que a grandeza elástica  $d_r/L$  a considerar na Eq. (6.55) em cada piso é maior do que metade de  $\Delta_y/H$ , é possível concluir que o limite máximo da Eq. (6.55) é demasiado permissivo.

$$\theta_{inel} = \frac{P_{tot} \cdot d_m}{V_{tot}} \leq 0.15 \quad (6.56)$$

Atendendo ao exposto, apesar da verificação da Eq. (6.55) com influência a nível estrutural piso a piso, é efectuada uma verificação complementar relativamente à deformada lateral média de modo a evitar excessivos deslocamentos horizontais da estrutura. Com base na deformada média da estrutura, é calculado, para cada piso e segundo cada direcção, o deslocamento relativo entre pisos consecutivos normalizado pela altura entre esses pisos, cujo limite máximo admissível se considera ser 2%, de acordo com Bento (1996), como anteriormente referido. Caso esse limite não seja verificado num determinado piso, a dimensão das secções transversais dos pilares paralela à direcção em estudo e a altura das vigas dessa direcção são incrementadas em 5cm.

## **6.7.2 Análise das vigas**

O cálculo das armaduras longitudinais e transversais das vigas obedece às regras expostas em 6.3.3.1, 6.3.3.2 e 6.3.3.3, tendo agora como base as secções transversais definidas na Fase 1 ou na Fase 4 da iteração anterior.

### **6.7.2.1 Influência da ductilidade**

Como referido em 6.4, o dimensionamento das vigas tem como uma das suas principais características a maximização da ductilidade em curvatura nestes elementos de acordo com os valores máximos definidos no Quadro 6.5.

A estratégia aplicada a cada secção extrema de cada viga para conseguir, na medida do possível, mobilizar a ductilidade pretendida para as vigas assenta no esquema da Fig. 6.33 onde  $A_{sup}$  representa a armadura longitudinal superior da secção,  $A_{inf}$ , a armadura longitudinal inferior e  $A_{min}$ , a armadura longitudinal mínima caracterizada pelo máximo dos valores obtidos da aplicação das Eq. (6.22) e (6.23).

Atendendo aos valores máximos pretendidos para a ductilidade limite  $\mu_{lim}$ , Quadro 6.5, a aplicação deste plano de acção terá como principal consequência a diminuição da percentagem de armadura longitudinal das vigas, tendo como limite inferior a percentagem mínima, à medida que aumenta a classe de ductilidade.

No caso da ductilidade solicitada  $\mu_{max}$  ser superior à ductilidade limite  $\mu_{lim}$  a dimensão  $b_v$  da secção transversal da viga é incrementada em 5cm sendo a respectiva altura  $h_v$  actualizada de acordo com os critérios definidos pelas Eq. (6.7), (6.8) e (6.9).

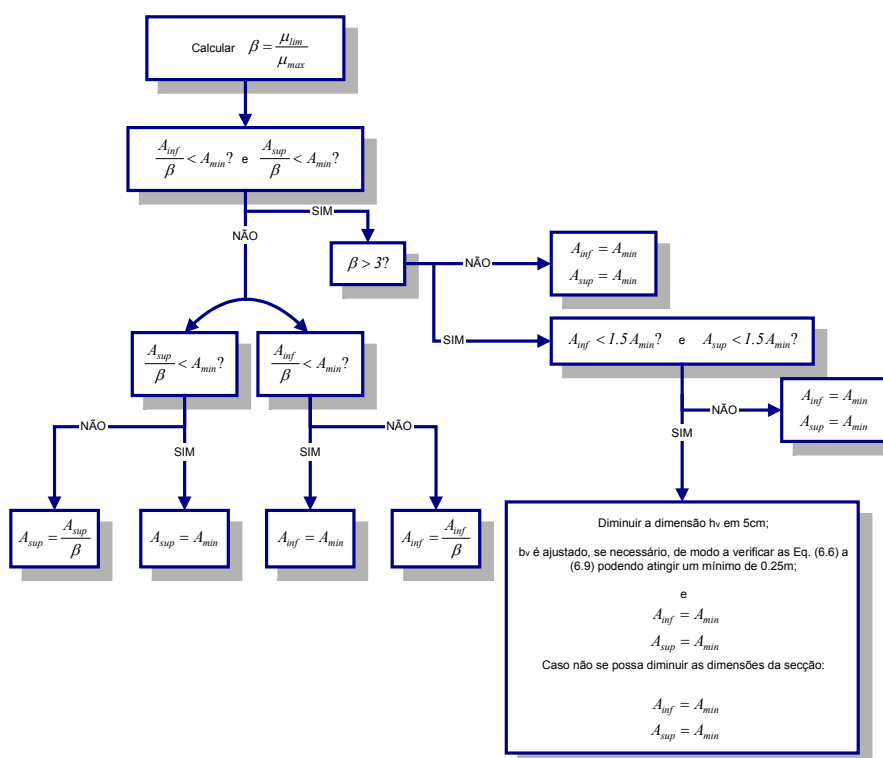


Fig. 6.33 – Estratégia para mobilização de maiores ductilidades em curvatura nas vigas.

### 6.7.2.2 Diâmetro máximo admissível em nós viga-pilar

A verificação do diâmetro máximo admissível para a armadura longitudinal de vigas ancoradas em nós viga-pilar para evitar a rotura desses nós por perda de aderência entre as armaduras e o betão assenta no exposto em 6.4.3.2.

No entanto, existe uma diferença no que respeita ao esforço axial reduzido considerado na Eq. (6.16). Enquanto na Fase 1 esse valor correspondia ao esforço axial resultante da actuação do carregamento para o estado limite último não majorado, calculado pelo método apresentado em 6.4.4.1, na Fase 4 o valor considerado corresponde ao esforço axial reduzido que deriva do esforço axial resultante da actuação do carregamento quase permanente antes da acção dinâmica ser aplicada.

Por outro lado, dado que a estratégia de mobilização de ductilidade apresentada em 6.7.2.1 permite que em determinadas secções se verifique uma diminuição da armadura longitudinal face à que seria necessária pela distribuição de esforços, pode verificar-se a possibilidade de considerar diâmetros de varões de menores dimensões numa iteração para outra. Este aspecto pode ainda permitir que, na verificação da Eq. (6.16) nas diversas secções das vigas, possam ser consideradas dimensões de pilares inferiores às que existem na iteração corrente. Verifica-se, portanto, que a variação das dimensões dos pilares não está limitada pelo nível de esforços a que estes elementos estão sujeitos.

### **6.7.3 Análise dos pilares**

Com a excepção da determinação da armadura longitudinal dos pilares, os restantes procedimentos relacionados com a uniformização das secções transversais em planta e em altura e a determinação da armadura transversal e respectivas verificações regulamentares são efectuados de acordo com o exposto em 6.4.4.1, 6.4.4.2 e 6.4.4.3.

#### **6.7.3.1 Dimensionamento pela capacidade resistente**

A consideração do dimensionamento pela capacidade resistente tal como preconizado pelo EC8 (1994) tem como base fundamental as distribuições de momentos flectores apresentadas na Fig. 6.32. Nos métodos habituais de dimensionamento sísmico, as referidas distribuições de esforços são invariavelmente obtidas quando a estrutura é sujeita às duas combinações de acções sísmicas que simulam os efeitos do sismo através dum conjunto de forças horizontais que actuam ao nível de cada piso e que têm sentidos trocados numa combinação para outra.

Quando a acção sísmica é simulada através dum acelerograma, a quase-aleatória distribuição dos seus valores de acelerações ao longo do tempo permite que as distribuições de momentos flectores dos diversos nós viga-pilar da estrutura possam não obedecer às apresentadas na Fig. 6.32, especialmente no que se refere à inversão do sinal do momento flector do pilar ao passar da parte inferior do nó para a parte superior. Verifica-se, portanto, a possibilidade de, durante a análise não linear dinâmica, se gerarem distribuições de momentos flectores condicio-

nantes que sejam degeneradas e semelhantes às apresentadas na Fig. 6.34 para nós interiores ou exteriores.

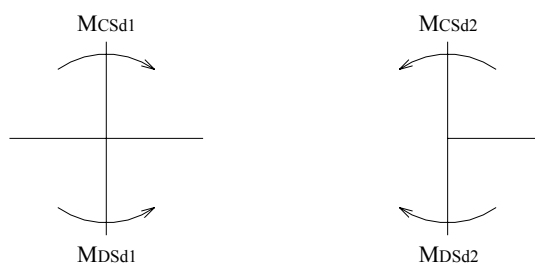


Fig. 6.34 – Distribuições degeneradas de momentos flectores nos pilares em nós viga-pilar.

A existência das referidas combinações degeneradas de momentos flectores nos pilares conduziu ao desenvolvimento de regras adicionais para a aplicação do dimensionamento pela capacidade resistente em complemento da formulação geral apresentada pelo EC8 (1994).

No caso de nós viga-pilar interiores consideraram-se duas abordagens. A primeira consiste na aplicação do dimensionamento pela capacidade resistente através da formulação relaxada igualmente proposta pelo EC8 (1994). A consideração desta formulação alternativa proposta pelo EC8 (1994) justifica-se quando a aplicação da formulação geral conduz a coeficientes de majoração dos momentos dos pilares demasiado elevados dado que nas vigas os momentos flectores que derivam das acções gravíticas têm uma importância relativa considerável quando comparados com os que advêm da acção das forças laterais que simulam os efeitos dum sismo. Nestes casos, os momentos flectores positivos nas extremidades das vigas que resultam da acção das referidas forças laterais podem não conduzir à inversão do sinal dos momentos negativos dessas secções, que derivam das forças gravíticas, ou, caso se verifique essa inversão, os momentos flectores positivos resultantes serão menores do que a armadura efectivamente colocada, dado que o EC8 (1994) impõe percentagens de armadura de compressão nunca menores que metade da percentagem da armadura de tracção, CEB (1998). A formulação alternativa consiste no cálculo dum novo coeficiente de majoração dos momentos flectores dos pilares definido pelas Eq. (6.57) e (6.58) onde  $\sum M_{Sp}$  representa a soma dos momentos que actuam nas extremidades dos pilares e que resultam da análise da estrutura,  $\sum M_{Rv}$  representa a soma dos momentos que actuam nas extremidades das vigas e que resultam da armadura efectivamente considerada na pormenorização das secções,  $\alpha_{CD,rel}$  representa o novo coeficiente de majoração dos momentos flectores dos pilares e  $\alpha_{CD}$  o coeficiente de majoração que resulta da aplicação da formulação geral.

$$\delta = \frac{\sum M_{Sp}}{\sum M_{Rv}} \quad (6.57)$$

$$\alpha_{CD,rel} = |1 + (\alpha_{CD} - 1)\delta| \quad (6.58)$$

A segunda abordagem consiste na aplicação da formulação geral do dimensionamento pela capacidade real no cálculo dum novo coeficiente de majoração dos momentos flectores mas considerando os momentos resistentes das vigas de acordo com os sinais dos momentos desses elementos que resultam da análise da estrutura. O coeficiente de majoração considerado consiste no menor dos valores obtidos pela aplicação das duas abordagens.

No caso de nós viga-pilar exteriores também são consideradas duas abordagens no tratamento das distribuições degeneradas de momentos. A primeira consiste, igualmente, na aplicação da formulação relaxada proposta pelo EC8 (1994) apresentada para o caso dos nós viga-pilar interiores. A segunda abordagem consiste no equilíbrio de cada momento flector dos pilares com o momento resistente da viga cujo sinal é contrário. Esta metodologia conduz à definição de dois coeficientes de majoração adicionais,  $\alpha_1$  e  $\alpha_2$ , que garantam o equilíbrio dos referidos momentos inferior e superior dos pilares que convergem no nó e que são definidos pelas seguintes expressões

$$\alpha_1 = \gamma_{Rd} \frac{M_{vRd}}{M_{infSd}} \quad (6.59)$$

$$\alpha_2 = \gamma_{Rd} \frac{M_{vRd}}{M_{supSd}} \quad (6.60)$$

onde  $\gamma_{Rd}$  é um coeficiente de majoração definido pelo EC8 (1994) que tem em conta a variabilidade da tensão de cedência do aço das armaduras e a sobre-resistência que pode resultar do seu endurecimento,  $M_{supSd}$  e  $M_{infSd}$  são os momentos flectores dos pilares que actuam acima e abaixo do nó, respectivamente, e  $M_{vRd}$  é o momento flector resistente da viga considerado de acordo com o sinal dos momentos  $M_{supSd}$  e  $M_{infSd}$ . Dos valores  $\alpha_1$  e  $\alpha_2$  considera-se o maior dos dois. Esse valor é, seguidamente, comparado com o que resulta da primeira abordagem, formulação relaxada, sendo agora considerado o menor dos dois. No entanto, o coeficiente de majoração final não deverá ser inferior a 2, CEB (1998).

A aplicação destas formulações complementares a todas as combinações de esforços especificamente definidas para o dimensionamento pela capacidade resistente, no caso de existirem distribuições degeneradas de momentos nos nós viga-pilar, e a consequente avaliação dos resultados permitiu concluir que as referidas distribuições degeneradas não são condicionantes na definição dos momentos de dimensionamento dos pilares.

Relativamente à majoração dos momentos flectores dos pilares, é importante salientar o facto de, na secção inferior dos pilares da base das estruturas, não se ter majorado os momentos flectores das diversas combinações que resultam da análise. Tal facto pode ser justificado pelo seguinte: a aplicação do dimensionamento pela capacidade resistente implica um equilíbrio entre momentos flectores mobilizáveis em vigas e momentos flectores actuantes em pilares. Não existindo vigas convergentes nos nós da estrutura constituídos pelas secções inferiores dos referidos pilares, não há equilíbrio a garantir. No entanto diversos autores e, em parte, o EC8 (1994) sugerem a adopção do mesmo coeficiente de majoração calculado para o nó superior dos referidos pilares na majoração dos momentos flectores do nó inferior. Tal consideração pode não permitir a formação de rótulas plásticas nessas secções inviabilizando a formação do mecanismo de colapso pretendido para a estrutura, que além de admitir a formação de rótulas plásticas nas extremidades das vigas também pressupõe a sua formação nas secções inferiores dos pilares da base.

### 6.7.3.2 Armadura de flexão

Para cada uma das referidas combinações de esforços nos pilares, directamente resultantes da análise dinâmica da estrutura ou corrigidas pelos procedimentos apresentados em 6.7.3.1 no caso de se considerar o dimensionamento pela capacidade resistente, é calculada uma área de armadura. Cada uma dessas áreas de armadura é determinada calculando a secção do respectivo pilar à flexão composta de acordo com o método proposto por Lima, Monteiro e Mun (1985) que assenta na aplicação das Eq. (6.61) e (6.62), onde  $\omega$  representa a percentagem mecânica de armadura longitudinal, cujo cálculo varia consoante o valor do esforço axial actuante,  $A$ , a área de armadura numa das faces de dimensão  $b_c$  do pilar,  $\mu$ , o momento flector reduzido definido pela Eq. (6.63),  $M_{Sd}$ , o momento flector da combinação corrente,  $\nu$ , o esforço axial reduzido da combinação corrente,  $\nu_c$  e  $\lambda$ , parâmetros definidos pelas Eq. (6.64) e (6.65), respectivamente,  $a$ , a distância entre o bordo da secção e o centro de gravidade das armaduras mais próximas desse bordo,  $\beta$  é definido pela Eq. (6.66), cuja representação se pode observar na Fig. 6.35, e  $\nu$  é o esforço axial reduzido.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{esforço axial de tracção} \\ \text{esforço axial de compressão} \end{array} \right. \quad \omega = \frac{\mu}{\lambda\beta} - \nu \quad \left\{ \begin{array}{l} \omega = \frac{\mu + 0.55\nu \cdot \nu_c}{\lambda\beta} \quad \text{para } \nu \leq 0.85 \\ \omega = \frac{\mu}{\lambda\beta} + \nu_c \quad \text{para } \nu > 0.85 \end{array} \right. \quad (6.61)$$

$$A = \frac{\omega \cdot b_c \cdot h_c \cdot f_{cd}}{2f_{syd}} \quad (6.62)$$

$$\mu = \frac{M_{Sd}}{b_c h_c^2 f_{cd}} \quad (6.63)$$

$$\nu_c = \nu - 0.85 \quad (6.64)$$

$$\lambda = 0.5 - \frac{a}{h_c} \quad (6.65)$$

$$\beta = -18.52\nu^4 + 45.74\nu^3 - 39.65\nu^2 + 13.91\nu - 0.68 \quad (6.66)$$

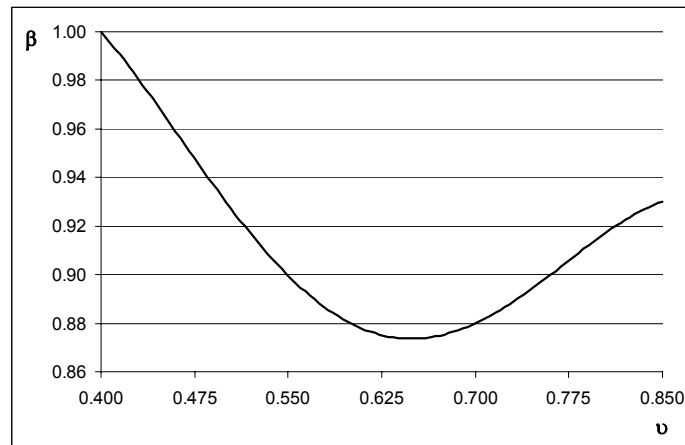


Fig. 6.35 – Definição de  $\beta$  em função do esforço axial reduzido  $\nu$ .

Relativamente ao momento flector reduzido  $\mu$ , salienta-se que o seu valor é limitado a um máximo de  $0.30$ . Caso esse valor seja ultrapassado, se a ductilidade em curvatura máxima  $\mu_{max}$  atingida nessa secção for superior ao limite máximo admissível  $\mu_{adm}$  do piso corrente,

calculado pela Eq. (6.50), a dimensão do pilar paralela ao sentido de flexão em causa é aumentada em incrementos de  $5\text{cm}$  até que o limite máximo de  $\mu$  seja verificado, ou, se a referida ductilidade em curvatura  $\mu_{max}$  for inferior a  $\mu_{adm}$ , o valor de  $\mu$  da secção passa a ser  $90\%$  do máximo admissível, ou seja,  $0.27$ . Esta redução do valor de  $\mu$  é considerada de modo a que, na iteração seguinte, haja por um lado, uma redistribuição dos esforços dessa secção, e por outro, uma maior contribuição da deformação no comportamento da secção.

Da aplicação desta metodologia às diversas combinações de esforços de cada direcção resultam várias áreas de armadura longitudinal sendo considerada a mais elevada de cada direcção.

A pormenorização destas áreas de armadura é igualmente efectuada segundo cada direcção em separado compatibilizando os varões colocados nos cantos dos pilares.

Após a pormenorização destas armaduras é verificada a percentagem máxima admissível de armadura longitudinal cujo valor se considerou ser  $3\%$ . Caso esse limite não seja cumprido, aplica-se uma metodologia semelhante à apresentada para o valor máximo do momento flector reduzido  $\mu$ . Assim, se a ductilidade em curvatura máxima  $\mu_{max}$  atingida nessa secção for superior ao limite máximo admissível  $\mu_{adm}$  do piso corrente, a dimensão do pilar paralela à direcção de maior esforço de flexão é aumentada em incrementos de  $5\text{cm}$  até que a percentagem máxima de armadura permitida seja verificada, ou, se a referida ductilidade em curvatura  $\mu_{max}$  for inferior a  $\mu_{adm}$  do piso corrente, o valor da área total de armadura da secção é igualado a  $2\%$  da área da secção transversal. Esta redução da área de armadura da secção justifica-se com os argumentos, anteriormente expostos, que justificam a redução do valor de  $\mu$  quando este é superior a  $0.30$ . No entanto, caso esta redução de área de armadura se verifique na mesma secção em sucessivas iterações, quando é atingido o número máximo de repetições permitidas, definido nos dados iniciais, a referida dimensão da secção é aumentada como descrito.

Quando a armadura dum secção é igualada a  $2\%$  da sua área, a distribuição dessa armadura segundo as duas direcções é definida de acordo com a necessidade relativa de armadura dessas direcções.

O mesmo acontece quando a armadura dum secção é condicionada pela armadura mínima, cuja grandeza é o maior dos valores obtidos pela aplicação das Eq. (6.22) e (6.23).

Salienta-se, ainda, que se considera a armadura longitudinal dum pilar constante ao longo de cada piso.

### 6.7.3.2 Verificação da segurança à flexão desviada

Após a pormenorização da armadura longitudinal das secções extremas dos pilares procede-se à verificação da segurança dessas secções à flexão desviada. A metodologia considerada para essa verificação corresponde à preconizada pelo EC2 (2001). Esta metodologia é definida pela Eq. (6.67) e consiste numa versão actualizada da considerada pelo REBAP (1983).

$$\left(\frac{M_{Sdx}}{M_{Rdx}}\right)^a + \left(\frac{M_{Sdy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq I \quad (6.67)$$

As grandezas  $M_{Sdx}$  e  $M_{Sdy}$  são os momentos flectores, relativos a uma combinação de esforços específica, que actuam segundo as direcções  $X$  e  $Y$ , respectivamente. As grandezas  $M_{Rdx}$  e  $M_{Rdy}$  são os momentos flectores resistentes segundo as direcções  $X$  e  $Y$ , respectivamente. De acordo com o preconizado pelo EC8 (1994), quando combinados os efeitos da acção das duas direcções de análise  $X$  e  $Y$ , a sua soma deverá resultar das seguintes combinações:

$$E_{Edx} + 0.30E_{Edy} \quad (6.68)$$

$$0.30E_{Edx} + E_{Edy} \quad (6.69)$$

Assim, cada combinação de esforços subdivide-se em duas aplicações da Eq. (6.67) onde na primeira se considera  $M_{Sdx}$  e  $0.30M_{Sdy}$  e na segunda,  $0.30M_{Sdx}$  e  $M_{Sdy}$ . No entanto, importa referir que segundo Anastassiadis, Avramidis e Athanatopoulou (1998), por sua vez citando estudos de Wilson *et al* (1995) e de Menun e Der Kiureghian (1998), não existe justificação teórica para esta regra de combinação percentual de efeitos da acção podendo, inclusivamente, a sua aplicação não conduzir a resultados do lado da segurança. De acordo com o estudo realizado por Arêde (1992), e atendendo às reservas inerentes à consideração de resultados obtidos com base num reduzido espaço amostral, podem ser concluídas observações semelhantes acerca da insegurança da utilização da regra dos 30%, sugerindo este autor valores de combinação da ordem dos 60% ou superiores.

Embora de aplicação mais complexa, de modo a obter resultados mais rigorosos e fiáveis na combinação dos efeitos da acção sísmica segundo as diversas direcções, recomenda-se a utilização de metodologias como o Método da Tensão Extrema, “Extreme Stress Method”, ou o Método da Força Extrema, “Extreme Force Method”, Panetsos e Anastassiadis (1998).

Valores pontuais do expoente  $a$  são definidos, para secções rectangulares, no Quadro 6.6, devendo realizar-se interpolações lineares para obter valores intermédios. Da mesma forma que os momentos flectores são combinados de acordo com as Eq. (6.68) e (6.69), também o mesmo raciocínio se aplica na definição do esforço axial reduzido em que se baseia o cálculo do expoente  $a$ .

Quadro 6.6 – Variação do expoente  $a$  em função do esforço axial reduzido  $\nu$ .

$\nu$	$\leq 0.1$	$0.7$	$1.0$
$A$	$1.0$	$1.5$	$2.0$

Caso alguma secção não verifique a Eq. (6.67), a armadura global dessa secção passa a ser definida como uma percentagem da área da secção cuja grandeza é o valor superior mais próximo do valor da área de armadura actual pertencente ao conjunto  $(1.5;2.0;2.5;3.0)$ . Após nova pormenorização da secção, de acordo com o exposto em 6.7.3.1, caso continue a não verificar a segurança à flexão desviada, a percentagem de armadura global é incrementada em intervalos de  $0.5\%$  até que a segurança seja garantida, não podendo ultrapassar o referido máximo de  $3\%$ . No caso de ainda não se garantir a verificação da Eq. (6.67), a dimensão da secção perpendicular à direcção de maior esforço de flexão é incrementada em  $5\text{cm}$ .

#### 6.7.4 Análise da convergência

Após o dimensionamento e pormenorização das secções críticas dos diversos elementos estruturais procede-se à comparação da solução estrutural de cada secção com a obtida na Fase 1 ou na iteração anterior de modo a avaliar a convergência da solução estrutural corrente para a solução estrutural inicial.

Considera-se que uma determinada secção transversal convergiu se:

- as suas dimensões não sofreram alterações
- a variação da armadura longitudinal efectivamente colocada se encontrar dentro de determinados limites pré-definidos
- a variação da armadura transversal efectivamente colocada dividida pelo seu espaçamento se encontrar dentro de determinados limites pré-definidos

Os referidos limites que determinam a convergência das secções em termos de armadura longitudinal, quer para pilares, quer para vigas, devem ser definidos no ficheiro de dados iniciais. O seu valor deve ser tal que permita a ocorrência dum ajuste da armadura longitudinal, correspondente, em termos médios, à passagem da configuração dessa armadura para a posição seguinte ou para posição anterior.

De forma a ilustrar este procedimento considere-se, por exemplo, que numa determinada secção a pormenorização de armadura numa face é  $2\phi 20 + 2\phi 25$ , o limite especificado para convergência deverá permitir que essa pormenorização de armadura passe, por exemplo, para  $4\phi 20$  ou  $4\phi 25$  que são duas configurações adjacentes possíveis de serem consideradas. A verificação dos limites para a armadura longitudinal é, no entanto, feita de forma distinta em vigas e em pilares. Nas vigas são efectuadas quatro verificações independentes, uma para cada armadura longitudinal de cada secção extrema: armadura longitudinal inferior na extremidade esquerda, armadura longitudinal superior na extremidade esquerda, armadura longitudinal inferior na extremidade direita e armadura longitudinal superior na extremidade direita. Nos pilares, a verificação da variação da armadura longitudinal é efectuada em termos da armadura global da secção.

Atendendo ao tipo de verificação efectuada, o limite para a convergência da armadura longitudinal deverá ser cerca de 25% a 30%.

No que respeita à armadura transversal, a verificação é feita de igual forma para as vigas e para os pilares. Em termos de limites considerados na verificação da convergência nas vigas, este deve permitir o ajuste do espaçamento dessa armadura em cerca de 2cm, ou, uma variação do diâmetro dessa armadura e do seu espaçamento que seja equivalente. Sugere-se para tal que o referido limite seja de 25%. Nos pilares, além das condicionantes acima descritas para as vigas, deve ainda permitir o ajuste da armadura transversal devido à não verificação da condição correspondente à Eq. (6.44) ou (6.45). Para tal, o referido limite para as vigas é aumentado para 35%.

É importante referir que as configurações de armadura longitudinal consideradas deverão sempre possibilitar uma disposição simétrica dos varões ao longo das faces

Quando a convergência numa determinada secção não se verifica a sua solução estrutural é actualizada. Até que todas as secções da estrutura tenham convergido, o método de dimensionamento realiza sucessivas iterações com as consequentes actualizações da solução estrutural.

## **6.8 Considerações finais**

Tratando o presente capítulo da exposição dos diversos fundamentos do método de dimensionamentos sísmico proposto, procede-se, no capítulo seguinte, à apresentação dos resultados obtidos da sua aplicação a um conjunto de estruturas, de forma a permitir uma avaliação mais concreta das suas potencialidades.



## Capítulo 7

# Aplicações do Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado Baseado em Análises Não Lineares Dinâmicas

### 7.1 Introdução

Apresentam-se neste capítulo algumas aplicações práticas realizadas com base no modelo de dimensionamento sísmico de estruturas proposto no capítulo anterior.

Uma das aplicações tem como objectivo a validação do modelo de dimensionamento sísmico proposto. Considerou-se um edifício de 4 pisos, objecto de estudo no âmbito duma investigação anterior, cujo dimensionamento se tentou reproduzir através do modelo proposto, sendo os resultados atingidos comparados com os da estrutura real.

São, igualmente, apresentados neste capítulo os resultados obtidos relativamente ao dimensionamento dum conjunto de estruturas de 8 pisos, para diferentes classes de ductilidade e diferentes materiais, cuja configuração em planta é idêntica à das estruturas consideradas no capítulo 3.

Os diversos resultados obtidos são analisados sendo discutidas as dificuldades de aplicação do modelo proposto.

A formulação desse método levou, como já referido, ao desenvolvimento de algumas aplicações informáticas bem como à utilização de outras desenvolvidas no âmbito de estudos anteriores. Para realizar a Fase 1 do método, o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, foi criado o programa **Seismic Pre Design**. Para as restantes fases foi criado o programa **Non Linear Analysis Based Seismic Design** cujo desenvolvimento tem importantes contributos de trabalhos anteriormente desenvolvidos por Varum (1995) e por Arêde e Pinto (1996).

## **7.2 Descrição das estruturas consideradas**

### **7.2.1 Estrutura de 4 pisos**

A primeira aplicação considerada consiste num edifício em pórtico de 4 pisos sem paredes exteriores que foi objecto de ensaios pseudo-dinâmicos no European Laboratory for Structural Engineering, ELSA, em Ispra, Itália, Negro, Verzeletti, Magonette e Pinto (1994).

Este edifício foi dimensionado de acordo com o EC8 (1988) e com o EC2 (1984) como uma estrutura de alta ductilidade, para uma aceleração de pico do terreno de  $0.3g$  e para um terreno de fundação Tipo B.

Apresentam-se, em seguida, as diversas acções consideradas.

- Acções Permanentes ( $G$ )

- Peso próprio do betão armado:  $25kN/m^3$ ,  $\gamma_g = 1.5$  ;

- Revestimentos de piso e pesos de divisórias:  $2kN/m^2$ ,  $\gamma_g = 1.5$  .

- Sobrecargas de Utilização ( $Q$ )

- Carga uniformemente distribuída nos pisos:  $2kN/m^2$ ,  $\psi_2 = 0.3$  e  $\gamma_q = 1.5$  .

O factor de importância e o coeficiente de comportamento da estrutura foram considerados iguais a 1 e 5, respectivamente.

Os materiais estruturais considerados na construção foram um betão da classe C25 e um aço da classe A500.

No dimensionamento desta estrutura, as propriedades materiais foram tomadas com os valores abaixo apresentados, correspondendo os valores das diversas tensões a valores característicos:

- Resistência à compressão do betão  $f_{ck}$ : 25MPa
- Extensão de pico do betão  $\varepsilon_{cm}$ : 0.2%
- Módulo de elasticidade do betão  $E_{cm}$ : 30.5GPa
- Resistência à tracção do betão  $f_{ctk}$ : 1.8MPa
- Tensão de cedência do aço  $f_y$ : 500MPa
- Extensão de cedência do aço  $\varepsilon_y$ : 0.2%
- Módulo plástico do aço  $E_{sh}$ : 0.95Gpa
- Extensão última do aço  $\varepsilon_m$ : 10%

Nas Fig. 7.1 e 7.2 são apresentadas as configurações em planta e em alçado, respectivamente, da estrutura considerada, salientando-se que a configuração em planta se mantém constante em altura. É, igualmente, apresentada a numeração dos elementos estruturais a considerar em cada piso.

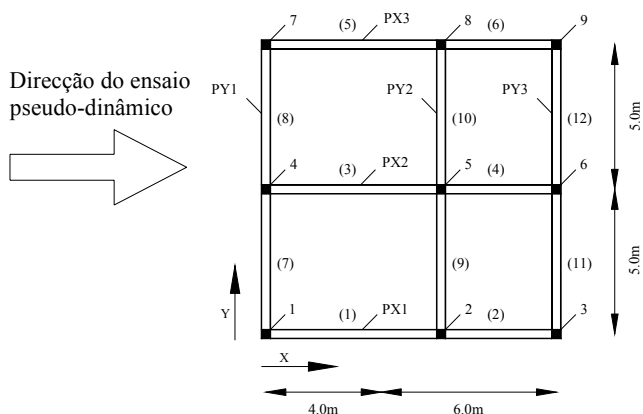


Fig. 7.1 – Configuração em planta da estrutura de 4 pisos.

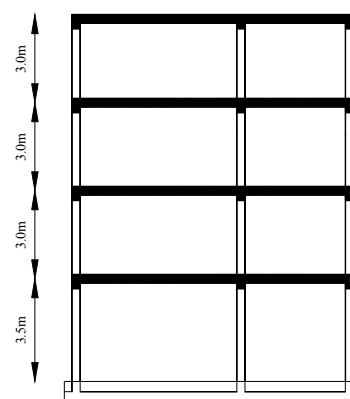


Fig. 7.2 – Configuração em alçado da estrutura de 4 pisos

Todas as vigas da estrutura têm uma secção transversal de dimensões  $0.30*0.45m^2$ . Por sua vez, no que respeita aos pilares, os exteriores têm uma secção transversal de dimensões  $0.40*0.40m^2$  e o pilar central tem uma secção transversal cujas dimensões são  $0.45*0.45m^2$ , ambas constantes em altura. As lajes têm uma espessura constante ao longo dos diversos pisos de  $0.15m$ .

Apresenta-se nas Fig. 7.3 e 7.4 as pormenorizações de armaduras dos pilares e de algumas das vigas (segundo a direcção do ensaio pseudo-dinâmico), respectivamente, consideradas na estrutura, Arêde (1997). Os diversos diâmetros de varões aparecem em *mm* e os espaçamentos da armadura transversal em *cm*. Na Fig. 7.4 as diversas dimensões cotadas aparecem em *mm*.

Pórtico interior						Pórtico exterior					
$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//7.5$	$4\phi 16 + 8\phi 14$ 3.8	$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$4\phi 16 + 8\phi 14$ 3.8	$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8
$\phi 8//20$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 8//20$	$4\phi 16 + 8\phi 14$ 3.8	$\phi 8//20$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 8//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 8//20$	$4\phi 16 + 8\phi 14$ 3.8	$\phi 8//10$	$8\phi 16$ 3.8
$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//7.5$	$4\phi 16 + 8\phi 14$ 3.8	$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$12\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8
$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//7.5$	$4\phi 16 + 8\phi 14$ 3.8	$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$12\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8
$\phi 8//20$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 8//20$	$4\phi 16 + 8\phi 14$ 3.8	$\phi 8//20$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 8//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 8//20$	$12\phi 16$ 3.8	$\phi 8//10$	$8\phi 16$ 3.8
$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//7.5$	$4\phi 16 + 8\phi 14$ 3.8	$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$12\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8
$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//7.5$	$4\phi 16 + 8\phi 14$ 3.8	$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$12\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8
$\phi 8//20$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 8//20$	$4\phi 16 + 8\phi 14$ 3.8	$\phi 8//20$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 8//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 8//20$	$12\phi 16$ 3.8	$\phi 8//10$	$8\phi 16$ 3.8
$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//7.5$	$12\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$4\phi 20 + 4\phi 16$ 4.0	$\phi 10//10$	$12\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$4\phi 20 + 4\phi 16$ 4.0
$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//7.5$	$12\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$4\phi 20 + 4\phi 16$ 4.0	$\phi 10//10$	$12\phi 16$ 3.8	$\phi 10//10$	$4\phi 20 + 4\phi 16$ 4.0
$\phi 8//20$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 8//20$	$12\phi 16$ 3.8	$\phi 8//20$	$8\phi 16$ 3.8	$\phi 8//10$	$4\phi 20 + 4\phi 16$ 4.0	$\phi 8//20$	$12\phi 16$ 3.8	$\phi 8//10$	$4\phi 20 + 4\phi 16$ 4.0
$\phi 10//10$	$8\phi 20$ 4.0	$\phi 10//7.5$	$12\phi 20$ 4.0	$\phi 10//10$	$8\phi 20$ 4.0	$\phi 10//10$	$4\phi 25 + 4\phi 16$ 4.25	$\phi 10//10$	$12\phi 20$ 4.0	$\phi 10//10$	$4\phi 25 + 4\phi 16$ 4.25

Fig. 7.3 – Pormenorização de armaduras dos pilares.

Pórtico interior						Pórtico exterior					
$3.5$ $2\phi 14$	$3.5$ $2\phi 14$	$3.5$ $2\phi 14$	$5.2$ $2\phi 14$	$3.5$ $2\phi 14$	$3.5$ $2\phi 14$	$3.5$ $2\phi 14$	$3.5$ $2\phi 14$	$3.5$ $2\phi 14$	$3.5$ $2\phi 14$	$3.5$ $2\phi 14$	$3.5$ $2\phi 14$
$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$3\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$
$2\phi 14$	$2\phi 14$	$2\phi 14$	$2\phi 14$	$2\phi 14$	$2\phi 14$	$2\phi 14$	$2\phi 14$	$2\phi 14$	$2\phi 14$	$2\phi 14$	$2\phi 14$
$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$3\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$
$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$5.2$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$
$3.5$ $3\phi 14$	$3.5$ $3\phi 14$	$3.5$ $3\phi 14$	$5.2$ $3\phi 14$	$5.2$ $3\phi 14$	$5.2$ $3\phi 14$	$3.5$ $4\phi 14$	$3.5$ $4\phi 14$	$3.5$ $4\phi 14$	$3.5$ $4\phi 14$	$3.5$ $4\phi 14$	$3.5$ $4\phi 14$
$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$3\phi 12$	$3\phi 12$	$3\phi 12$	$4\phi 14$	$4\phi 14$	$4\phi 14$	$4\phi 14$	$4\phi 14$	$4\phi 14$
$2\phi 14$	$2\phi 14$	$2\phi 14$	$2\phi 14$	$3\phi 14$	$2\phi 14$	$3\phi 14$	$3\phi 14$	$3\phi 14$	$3\phi 14$	$3\phi 14$	$3\phi 14$
$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$
$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$
$3.5$ $5\phi 14$	$3.5$ $5\phi 14$	$3.5$ $5\phi 14$	$5.2$ $5\phi 14$	$5.2$ $5\phi 14$	$5.2$ $5\phi 14$	$5.2$ $4\phi 14$	$5.2$ $4\phi 14$	$5.2$ $5\phi 14$	$5.2$ $5\phi 14$	$5.2$ $5\phi 14$	$5.2$ $4\phi 14$
$2\phi 12$	$2\phi 12$	$2\phi 12$	$2\phi 12$	$2\phi 12$	$2\phi 12$	$2\phi 12$	$2\phi 12$	$2\phi 12$	$2\phi 12$	$2\phi 12$	$2\phi 12$
$4\phi 14$	$4\phi 14$	$4\phi 14$	$4\phi 14$	$4\phi 14$	$4\phi 14$	$5\phi 14$	$4\phi 14$	$4\phi 14$	$4\phi 14$	$3\phi 14$	$3\phi 14$
$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$5.2$	$5.2$	$5.2$	$5.2$	$3.5$	$5.2$
$5.2$ $5\phi 14$	$3.5$ $5\phi 14$	$3.5$ $5\phi 14$	$3.5$ $5\phi 14$	$3.5$ $5\phi 14$	$3.5$ $5\phi 14$	$6\phi 14$	$5.2$ $6\phi 14$	$5.2$ $6\phi 14$	$5.2$ $6\phi 14$	$5.2$ $6\phi 14$	$5.2$ $6\phi 14$
$2\phi 12$	$1\phi 12$	$1\phi 12$	$2\phi 12$	$2\phi 12$	$2\phi 12$	$6\phi 14$	$6\phi 14$	$6\phi 14$	$6\phi 14$	$6\phi 14$	$6\phi 14$
$5\phi 14$	$4\phi 14$	$4\phi 14$	$4\phi 14$	$4\phi 14$	$4\phi 14$	$4\phi 14$	$3\phi 14$	$3\phi 14$	$3\phi 14$	$3\phi 14$	$3\phi 14$
$5.2$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$2\phi 12$	$2\phi 12$	$2\phi 12$	$2\phi 12$	$2\phi 12$	$2\phi 12$
$5.2$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$5.2$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$	$3.5$

Fig. 7.4 – Pormenorização de armaduras das vigas.

## 7.2.2 Estruturas de 8 pisos

As estruturas de 8 pisos obedecem à configuração estrutural definida para as estruturas da mesma altura apresentadas no capítulo 3, não sendo, no entanto, considerada a existência de paredes exteriores. A configuração dos elementos estruturais em planta, definida na Fig. 7.5, apresenta vãos constantes de  $5.0m$  e de  $4.0m$ , para os pórticos segundo as direcções  $X$  e  $Y$ , respectivamente. A altura entre pisos é caracterizada pelo valor, constante ao longo dos pisos, de  $3.0m$ .

Para as diversas estruturas dimensionadas foi considerada uma localização geográfica correspondente à zona sísmica A do DNA-EC8 (2000), um terreno de fundação do Tipo B e um coeficiente de importância com o valor igual a  $I$ . Relativamente às lajes, considerou-se que estas teriam uma espessura constante ao longo dos diversos pisos de  $0.15m$ .

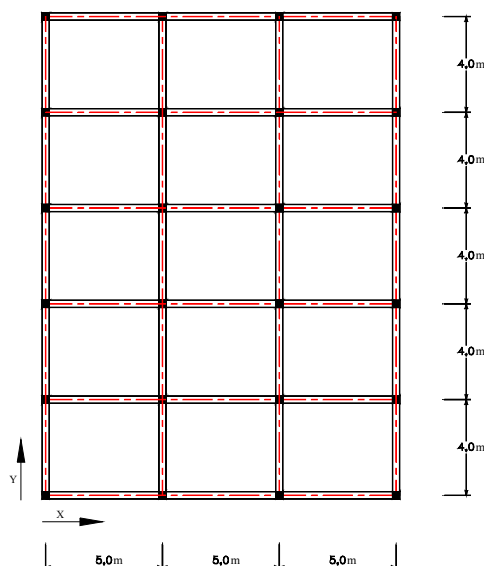


Fig. 7.5 – Planta estrutural das tipologias de edifícios considerados.

As diversas acções consideradas foram as seguintes:

- Acções Permanentes ( $G$ )

- Peso próprio do betão armado:  $25kN/m^3$ ,  $\gamma_g = 1.5$  ;

- Revestimentos de piso e pesos de divisórias:  $2kN/m^2$ ,  $\gamma_g = 1.5$  .

- Sobrecargas de Utilização ( $Q$ )

- Carga uniformemente distribuída nos pisos:  $2kN/m^2$ ,  $\psi_2 = 0.3$  e  $\gamma_q = 1.5$ .

Como referido no início do capítulo, os edifícios foram dimensionados para diferentes classes de ductilidade, nomeadamente, as classes de baixa, média e alta ductilidade preconizadas pelo EC8 (1994).

Em termos de materiais estruturais foram consideradas as seguintes combinações:

- Betão da classe C20 e aço da classe A400.
- Betão da classe C25 e aço da classe A500.

No dimensionamento destas estruturas, as propriedades materiais foram tomadas com os valores abaixo apresentados, correspondendo os valores das diversas tensões a valores característicos:

Betão da classe C20 e aço da classe A400:

- Resistência à compressão do betão  $f_{ck}$ :  $20MPa$
- Extensão de pico do betão  $\varepsilon_{cm}$ :  $0.2\%$
- Módulo de elasticidade do betão  $E_{cm}$ :  $29GPa$
- Resistência à tracção do betão  $f_{ctk}$ :  $1.5MPa$
- Tensão de cedência do aço  $f_y$ :  $400MPa$
- Extensão de cedência do aço  $\varepsilon_y$ :  $0.2\%$
- Módulo plástico do aço  $E_{sh}$ :  $0.7Gpa$
- Extensão última do aço  $\varepsilon_m$ :  $10\%$

Betão da classe C25 e aço da classe A500:

- Resistência à compressão do betão  $f_{ck}$ :  $25MPa$
- Extensão de pico do betão  $\varepsilon_{cm}$ :  $0.2\%$
- Módulo de elasticidade do betão  $E_{cm}$ :  $30.5GPa$
- Resistência à tracção do betão  $f_{ctk}$ :  $1.8MPa$

- Tensão de cedência do aço  $f_y$ :  $500MPa$
- Extensão de cedência do aço  $\varepsilon_y$ :  $0.2\%$
- Módulo plástico do aço  $E_{sh}$ :  $0.95Gpa$
- Extensão última do aço  $\varepsilon_m$ :  $10\%$

## 7.3 Definição das acções sísmicas consideradas

### 7.3.1 Estrutura de 4 pisos

No dimensionamento da estrutura de 4 pisos, a acção sísmica considerada segundo ambas as direcções corresponde a um dos acelerogramas considerados nos ensaios pseudo-dinâmicos. Esse acelerograma, apresentado na Fig. 7.6 onde  $a$  representa o valor da aceleração em  $m/s^2$  e  $t$ , o tempo em segundos, foi derivado a partir das medições captadas durante o sismo de Friuli de 1976.

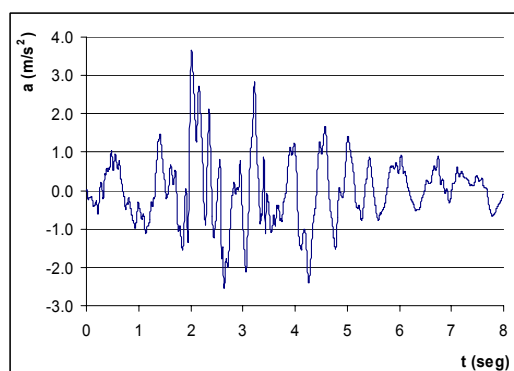


Fig. 7.6 – Acelerograma gerado com base no sismo de Friuli de 1976.

### 7.3.2 Estruturas de 8 pisos

Com base nas análises não lineares dinâmicas realizadas nas estruturas de 8 pisos, cujos resultados são apresentados no capítulo 5, foi verificado que os acelerogramas de 30 segundos eram mais condicionantes para a obtenção da resposta mais desfavorável destas estruturas.

Assim, e dado que este capítulo não pretende constituir um estudo alargado acerca do dimensionamento sísmico baseado em análises não lineares dinâmicas mas, antes, uma primeira aplicação deste método na tentativa de avaliar o seu comportamento e a sua estabilidade, o dimensionamento das diversas estruturas de 8 pisos foi apenas realizado para o acelerograma cor-

respondente à série de 30 segundos AST2 – S1 referida no capítulo 5. Apresenta-se na Fig. 7.7 o acelerograma artificial correspondente à série AST2 – S1, onde  $a$  representa o valor da aceleração em  $m/s^2$  e  $t$ , o tempo em segundos.

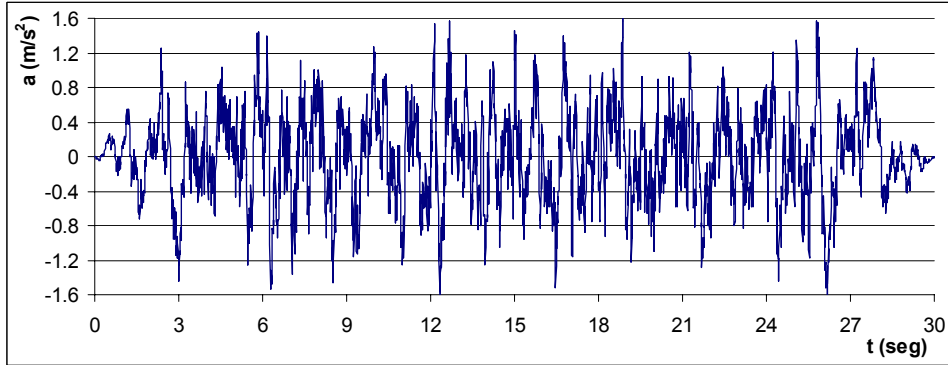


Fig. 7.7 – Acelerograma artificial correspondente à série AST2 – S1.

## 7.4 Dados adicionais

Considerando na primeira iteração de cada dimensionamento a pormenorização de armaduras que resulta da Fase 1 do método proposto, combinada com as verificações que resultam da análise não linear inicial, e nas iterações seguintes, a que resulta da solução estrutural intermédia que serve de base à iteração corrente, refere-se que as análises não lineares dinâmicas obedecem ao esquema definido em 5.2.

Nas diversas análises não lineares dinâmicas realizadas para a obtenção dos diferentes dimensionamentos, atendeu-se aos fenómenos de degradação da resistência das secções com o aumento da deformação e de degradação da rigidez na descarga, cuja consideração obedece ao exposto em 5.4. Quanto ao efeito de aperto, este não foi considerado.

Relativamente ao comprimento de rótula plástica admitido para os vários elementos, considerou-se um valor igual à altura da secção transversal do respectivo elemento.

Na modelação global da estrutura o amortecimento viscoso foi desprezado, tendo sido considerada como principal fonte de amortecimento estrutural a que resulta do comportamento histerético das secções, simulado pelo modelo de Costa e Costa anteriormente apresentado.

## 7.5 Apresentação dos resultados

### 7.5.1 Estrutura de 4 pisos

A aplicação da metodologia proposta para o dimensionamento sísmico de estruturas de betão armado à estrutura de 4 pisos anteriormente descrita, resulta nas pormenorizações de armaduras das secções extremas das vigas e dos pilares expostas nos Quadros 7.1 e 7.2, respectivamente.

Nos referidos quadros,  $b_v$  e  $h_v$  representam as dimensões da base e da altura das vigas, respectivamente,  $b_c$  e  $h_c$  as dimensões da base e da altura dos pilares, respectivamente,  $A_{slx}$  a armadura longitudinal dos pilares segundo a direcção  $X$ ,  $A_{sly}$  a armadura longitudinal dos pilares segundo a direcção  $Y$ , tal como definido na Fig. 7.8,  $A_{s,inf}$  a armadura longitudinal inferior das vigas,  $A_{s,sup}$  a armadura longitudinal superior das vigas,  $\phi_1$  e  $\phi_2$  os diâmetros da armadura em causa em  $mm$ ,  $n_1$  e  $n_2$ , o número de varões de diâmetros  $\phi_1$  e  $\phi_2$ , respectivamente,  $A_{sw}$  a armadura transversal,  $\phi_{sw}$  o diâmetro da armadura transversal em  $mm$ ,  $nram$  o número de ramos da armadura transversal e  $s$  o espaçamento da armadura transversal em  $cm$ .

Nos quadros de armaduras de vigas, a variável *lado* representa a extremidade a que se referem as pormenorizações de armadura.

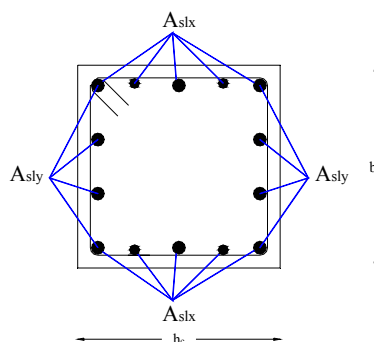


Fig. 7.8 – Configuração das armaduras longitudinais dos pilares.

À semelhança do que foi definido no capítulo 3, os índices  $x$  ou  $y$ , colocados na coluna mais à direita dos quadros de armaduras de pilares, indicam a existência duma cinta transversal de  $l$  ramo, Fig. 3.20, no sentido  $x$  ou  $y$  de flexão, respectivamente.

Quadro 7.1 – Armaduras das vigas da estrutura de 4 pisos.

Piso	Viga	$b_v$	$h_v$	lado	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$			lado	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$		
					$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$nram$	$\phi_{sw}$	$s$		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$nram$	$\phi_{sw}$	$s$
1	1	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	2	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	3	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	5	14	0	0	2	6	6	dir	2	10	3	12	0	0	5	16	2	6	5
	4	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	5	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	6	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	7	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	8	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	9	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	4	14	0	0	2	6	6
	10	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	4	14	0	0	2	6	6	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	11	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	12	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
2	1	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	2	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	3	0.25	0.45	esq	2	10	3	12	6	14	0	0	2	6	5	dir	2	10	3	12	6	14	0	0	2	6	5
	4	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	5	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	6	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	7	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	8	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	9	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	5	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	4	14	0	0	2	6	6
	10	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	4	14	0	0	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	5	12	2	6	6
	11	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	12	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
3	1	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	2	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	3	0.25	0.45	esq	2	10	3	12	6	14	0	0	2	6	5	dir	2	10	3	12	6	14	0	0	2	6	5
	4	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	5	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	6	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	7	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	8	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	9	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	5	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	4	14	0	0	2	6	6
	10	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	4	14	0	0	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	5	12	2	6	6
	11	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	12	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
4	1	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	2	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	3	0.25	0.45	esq	2	10	3	12	6	14	0	0	2	6	5	dir	2	10	3	12	0	0	5	16	2	6	5
	4	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	5	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	6	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	7	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	8	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	9	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	5	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	4	14	0	0	2	6	6
	10	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	4	14	0	0	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	5	12	2	6	6
	11	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	12	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6

Quadro 7.2 – Armaduras dos pilares da estrutura de 4 pisos.

Piso	Pilar	$b_c$	$h_c$	$A_{ste}$				$A_{sb}$				$A_{sw}$			Notas
				$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	1	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7	
	2	0.40	0.45	2	16	3	14	2	16	2	14	4	8	7	
	3	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7	
	4	0.45	0.40	2	16	3	14	2	16	3	14	4	8	7	x
	5	0.55	0.60	2	20	3	6	2	20	3	16	6	8	8	
	6	0.45	0.40	2	16	2	14	2	16	3	14	4	8	7	
	7	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7	
	8	0.40	0.45	2	16	3	14	2	16	3	14	4	8	7	y
	9	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7	
2	1	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7	
	2	0.40	0.45	2	16	2	14	2	16	3	14	4	8	7	y
	3	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7	
	4	0.45	0.40	2	16	3	14	2	16	3	14	4	8	7	x
	5	0.55	0.60	2	20	3	6	2	20	3	16	6	8	8	
	6	0.45	0.40	2	16	2	14	2	16	3	14	4	8	7	
	7	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7	
	8	0.40	0.45	2	20	1	16	2	20	3	16	4	8	8	y
	9	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7	
3	1	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7	
	2	0.40	0.45	2	16	2	14	2	16	3	14	4	8	7	y
	3	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7	
	4	0.45	0.40	2	16	3	14	2	16	3	14	4	8	7	x
	5	0.55	0.60	2	20	3	16	2	20	3	16	6	8	8	
	6	0.45	0.40	2	16	3	14	2	16	2	14	4	8	7	x
	7	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7	
	8	0.40	0.45	2	20	1	16	2	20	3	16	4	8	8	y
	9	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7	
4	1	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7	
	2	0.40	0.45	2	16	3	14	3	16	2	14	4	8	7	y
	3	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7	
	4	0.45	0.40	2	20	3	16	2	20	1	16	4	8	8	x
	5	0.55	0.60	2	25	3	20	2	25	3	20	6	10	10	
	6	0.45	0.40	2	20	3	16	2	20	1	16	4	8	8	x
	7	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7	
	8	0.40	0.45	2	20	1	16	2	20	3	16	4	8	8	y
	9	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7	

Observando as dimensões obtidas para as secções transversais dos pilares, verifica-se que o pilar central, o pilar 5, de acordo com a Fig. 7.1, tem dimensões que excedem consideravelmente as dimensões efectivamente consideradas para esse elemento na estrutura real. Com base nos resultados obtidos, foi concluído que a dimensão excessiva desse elemento se deve, essencialmente, à necessidade de verificar a condição de ancoragem dos varões longitudinais das vigas adjacentes nos nós viga-pilar onde este pilar converge. Dado que as dimensões dessas vigas são inferiores às dimensões consideradas na estrutura real, o diâmetro máximo dos varões da armadura longitudinal é superior, o que dificulta a verificação da condição de ancoragem dos varões longitudinais das vigas no nó viga-pilar correspondente ao pilar central.

Atendendo a que esta disposição regulamentar definida pelo EC8 (1994), como referido no capítulo anterior, é bastante severa, a sua verificação não foi considerada, obtendo-se novas pormenorizações de armaduras para as secções extremas das vigas e dos pilares, expostas, agora, nos Quadros 7.3 e 7.4, respectivamente.

Observando as diferenças verificadas entre as duas soluções, verifica-se que a principal diferença reside nas dimensões do pilar central que, agora, são de  $0.50*0.50m^2$ , e que excedem as dimensões efectivamente consideradas na estrutura real em  $5cm$  de cada lado.

Avaliando a solução estrutural em termos globais, é possível concluir que essa diferença se deve ao facto de vários dos restantes elementos verticais terem secções transversais com dimensões inferiores às consideradas na estrutura real. Atendendo a este facto, a distribuição de esforços é distinta e conduz a maiores solicitações do pilar central.

Relativamente às dimensões obtidas para as vigas, observa-se que são invariavelmente inferiores às que foram consideradas na estrutura real. Tal deve-se, essencialmente, ao facto do modelo de dimensionamento proposto promover, explicitamente, o comportamento em regime não linear destes elementos, procurando atingir um determinado valor de ductilidade em curvatura admitido como um máximo ideal, consoante a classe de ductilidade. No presente caso, a estrutura foi dimensionada para requisitos de alta ductilidade, para a qual a ductilidade em curvatura a atingir é de  $8.0$ , Quadro 6.5.

Atendendo às pormenorizações de armaduras obtidas, e apesar de não ser verificada a condição regulamentar de ancoragem dos varões longitudinais das vigas nos nós viga-pilar onde convergem, considerou-se que a segunda solução estrutural é adequada, sendo os diversos resultados expostos em seguida relativos a essa solução estrutural.

Apresentam-se nos Quadros 7.5 e 7.6 os valores das ductilidades em curvatura atingidas pelas vigas nos diversos pisos, segundo a direcção  $X$  e  $Y$ , respectivamente. Os valores são apresentados com diferentes colorações consoante sejam superiores a  $1.0$  (amarelo),  $2.0$  (vermelho),  $3.0$  (azul),  $4.0$  (cor de rosa) ou  $5.0$  (azul claro). A variável *lado* que consta nesses quadros, representa a extremidade em causa do elemento, tomando o valor  $1$  para a extremidade da esquerda e o valor  $2$  para a da direita.

É possível verificar que, segundo a direcção  $X$ , a ductilidade máxima atingida no piso 1 corresponde a  $49\%$  do valor máximo pretendido, no piso 2, a  $51\%$ , no piso 3, a  $41\%$ , e no piso 4, a  $26\%$ . Segundo a direcção  $Y$ , os valores atingidos são, no piso 1,  $62\%$ , no piso 2,  $66\%$ , no piso 3,  $59\%$ , e no piso 4,  $46\%$  do valor máximo pretendido.

Relativamente aos pilares, as ductilidades atingidas nestes elementos são invariavelmente inferiores à unidade, com a excepção de todas as secções inferiores dos pilares da base, quer segundo a direcção  $X$ , quer segundo a direcção  $Y$ . Segundo a direcção  $X$ , os valores dessa grandeza variam entre  $1.82$  e  $2.12$ , enquanto que segundo a direcção  $Y$ , a amplitude de variação vai de  $1.03$  a  $2.58$ .

Quadro 7.3 – Armaduras das vigas da estrutura de 4 pisos – 2ª solução.

Piso	Viga	$b_v$	$h_v$	lado	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$			lado	$A_{s,inf}$				$A_{s,sup}$				$A_{sw}$		
					$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$nram$	$\phi_{sw}$	$s$		$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$nram$	$\phi_{sw}$	$s$
1	1	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	2	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	3	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	5	14	0	0	2	6	6	dir	2	10	3	12	0	0	5	16	2	6	5
	4	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	5	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	6	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	7	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	8	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	9	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	4	14	0	0	2	6	6
	10	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	4	14	0	0	2	6	6	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	11	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	12	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
2	1	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	2	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	3	0.25	0.45	esq	2	10	3	12	6	14	0	0	2	6	5	dir	2	10	3	12	6	14	0	0	2	6	5
	4	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	5	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	6	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	7	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	8	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	9	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	5	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	4	14	0	0	2	6	6
	10	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	4	14	0	0	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	5	12	2	6	6
	11	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	12	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
3	1	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	2	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	3	0.25	0.45	esq	2	10	3	12	6	14	0	0	2	6	5	dir	2	10	3	12	6	14	0	0	2	6	5
	4	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	5	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	6	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	7	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	8	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	9	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	5	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	4	14	0	0	2	6	6
	10	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	4	14	0	0	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	5	12	2	6	6
	11	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	12	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
4	1	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	2	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	3	0.25	0.45	esq	2	10	3	12	6	14	0	0	2	6	5	dir	2	10	3	12	0	0	5	16	2	6	5
	4	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	5	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5	dir	0	0	3	12	2	10	3	12	2	6	5
	6	0.25	0.45	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	7	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	8	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	9	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	5	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	4	14	0	0	2	6	6
	10	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	4	14	0	0	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	5	12	2	6	6
	11	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6
	12	0.25	0.40	esq	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6	dir	0	0	3	12	0	0	3	12	2	6	6

Quadro 7.4 – Armaduras dos pilares da estrutura de 4 pisos – 2ª solução.

Piso	Pilar	$b_c$	$h_c$	$A_{s1x}$				$A_{s1y}$				$A_{sw}$			Notas	
				$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_{ram}$	$\phi_{sw}$	$s$		
1	1	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7		
	2	0.40	0.45	3	16	2	14	2	16	2	14	4	8	7		
	3	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7		
	4	0.45	0.40	2	16	3	14	2	16	3	14	4	8	7	x	
	5	0.50	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8	x	
	6	0.45	0.40	2	16	2	14	2	16	3	14	4	8	7		
	7	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7		
	8	0.40	0.45	3	16	2	14	2	16	3	14	4	8	7	y	
	9	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7		
2	1	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7		
	2	0.40	0.45	3	16	2	14	2	16	2	14	4	8	7		
	3	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7		
	4	0.45	0.40	2	16	3	14	2	16	3	14	4	8	7	x	
	5	0.50	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8	x	
	6	0.45	0.40	2	16	3	14	2	16	2	14	4	8	7	x	
	7	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7		
	8	0.40	0.45	2	20	1	16	2	20	3	16	4	8	8	y	
	9	0.35	0.35	2	16	1	14	3	16	0	0	4	8	7		
3	1	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7		
	2	0.40	0.45	3	16	2	14	2	16	2	14	4	8	7		
	3	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7		
	4	0.45	0.40	2	16	3	14	2	16	3	14	4	8	7	x	
	5	0.50	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8	x	
	6	0.45	0.40	2	16	3	14	2	16	2	14	4	8	7	x	
	7	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7		
	8	0.40	0.45	2	20	1	16	2	20	3	16	4	8	8	y	
	9	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7		
4	1	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7		
	2	0.40	0.45	2	16	3	14	3	16	2	14	4	8	7	y	
	3	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7		
	4	0.45	0.40	2	20	3	16	2	20	1	16	4	8	8	x	
	5	0.50	0.50	2	25	3	20	2	25	2	20	4	1	0	10	x
	6	0.45	0.40	2	20	3	16	2	20	1	16	4	8	8	x	
	7	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7		
	8	0.40	0.45	2	20	1	16	2	20	3	16	4	8	8	y	
	9	0.35	0.35	2	20	1	16	2	20	1	16	4	8	8		

Quadro 7.5 – Ductilidades em curvatura atingidas nas vigas da estrutura de 4 pisos segundo a direcção X.

Piso	Viga	lado	Duc (+)	Duc (-)	Piso	Viga	lado	Duc (+)	Duc (-)
1	1	1	1.80	3.55	2	1	1	2.15	3.73
	1	2	2.96	2.60		1	2	3.14	2.92
	2	1	2.29	3.88		2	1	2.66	4.03
	2	2	3.64	2.48		2	2	3.77	2.84
	3	1	1.45	3.41		3	1	1.76	3.49
	3	2	2.61	2.26		3	2	2.73	2.71
	4	1	2.16	3.85		4	1	2.56	3.95
	4	2	3.91	2.69		4	2	3.95	3.10
	5	1	1.80	3.55		5	1	2.15	3.72
	5	2	2.96	2.61		5	2	3.14	2.95
	6	1	2.28	3.88		6	1	2.68	4.04
	6	2	3.69	2.52		6	2	3.76	2.84
3	1	1	1.05	3.01	4	1	1	0.56	2.00
	1	2	2.40	1.90		1	2	0.95	0.94
	2	1	1.53	3.28		2	1	0.54	1.92
	2	2	3.06	1.71		2	2	1.51	0.74
	3	1	0.88	2.81		3	1	0.67	1.73
	3	2	1.96	1.69		3	2	0.92	0.82
	4	1	1.41	3.19		4	1	0.50	2.11
	4	2	3.18	1.97		4	2	2.05	0.96
	5	1	1.02	3.04		5	1	0.56	2.00
	5	2	2.40	1.90		5	2	0.98	0.93
	6	1	1.53	3.28		6	1	0.52	1.97
	6	2	3.04	1.68		6	2	1.54	0.72

Quadro 7.6 – Ductilidades em curvatura atingidas nas vigas da estrutura de 4 pisos segundo a direcção Y.

Piso	Viga	lado	Duc (+)	Duc (-)	Piso	Viga	lado	Duc (+)	Duc (-)
1	7	1	1.95	4.75	2	7	1	1.88	5.11
	7	2	3.88	2.95		7	2	4.21	2.89
	8	1	1.87	4.95		8	1	1.84	5.27
	8	2	3.98	2.74		8	2	4.25	2.73
	9	1	1.86	4.57		9	1	1.86	4.85
	9	2	3.79	2.71		9	2	4.09	2.66
	10	1	1.74	4.55		10	1	1.70	4.80
	10	2	4.04	2.77		10	2	4.24	2.74
	11	1	1.94	4.71		11	1	1.89	5.06
	11	2	3.86	2.83		11	2	4.22	2.80
	12	1	1.82	4.87		12	1	1.80	5.21
	12	2	4.05	2.72		12	2	4.32	2.66
3	7	1	0.99	4.60	4	7	1	0.66	3.28
	7	2	3.69	2.04		7	2	2.72	0.90
	8	1	1.01	4.72		8	1	0.37	3.69
	8	2	3.75	1.89		8	2	2.69	0.85
	9	1	0.96	4.37		9	1	0.62	3.61
	9	2	3.55	1.86		9	2	2.50	1.21
	10	1	0.87	4.30		10	1	0.34	3.45
	10	2	3.70	1.96		10	2	2.89	1.12
	11	1	0.99	4.53		11	1	0.63	3.26
	11	2	3.69	1.95		11	2	2.63	1.22
	12	1	0.97	4.68		12	1	0.43	3.65
	12	2	3.80	1.82		12	2	2.75	0.83

São apresentados na Fig. 7.9 os valores máximos dos índices de dano atingidos nas diversas secções extremas dos pilares e das vigas, em cada piso e segundo as direcções X e Y. Os valores dos índices de dano são, na generalidade, baixos e, com base em Negro, Verzeletti, Magonette e Pinto (1994), são da mesma ordem de grandeza dos valores obtidos pelo ensaio pseudo-dinâmico da estrutura real. Segundo os referidos autores, o valor máximo do índice de dano atingido nos pilares foi de 0.16, e nas vigas, de 0.29.

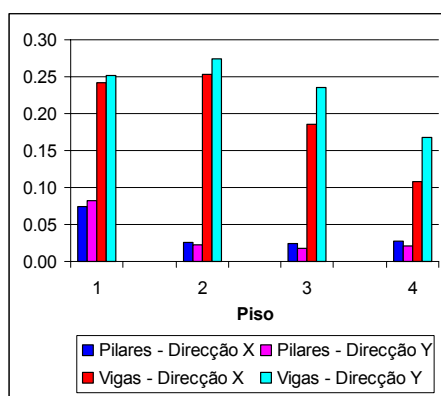


Fig. 7.9 – Índices de dano máximos atingidos na estrutura.

Apresentam-se na Fig. 7.10 os deslocamentos horizontais máximos atingidos nos diversos pisos, segundo as direcções X e Y, e na Fig. 7.11, os deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, atingidos ao longo da altura, segundo as direcções X e Y.

Com base em Negro, Verzeletti, Magonette e Pinto (1994), é possível verificar que o deslocamento máximo no topo da estrutura determinado pelo ensaio pseudo-dinâmico da estrutura real é da mesma ordem que o deslocamento máximo obtido pelo modelo de dimensionamento proposto (15cm contra cerca de 13cm, respectivamente, como se pode observar pela Fig. 7.10).

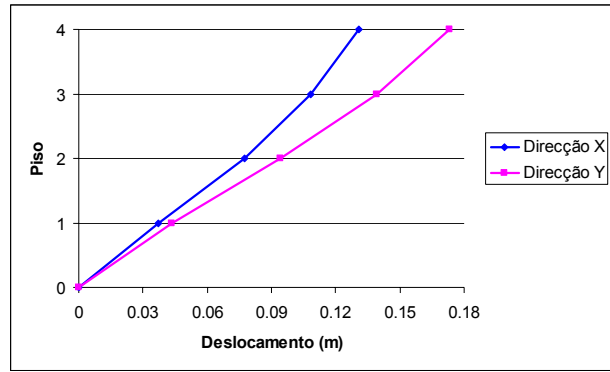


Fig. 7.10 – Deslocamentos horizontais máximos atingidos na estrutura.

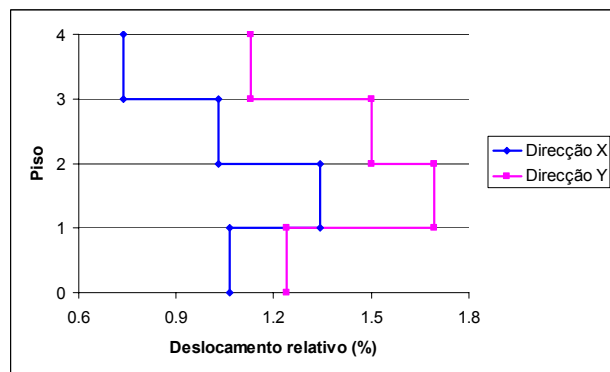


Fig. 7.11 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, atingidos na estrutura.

Relativamente à pormenorização de armaduras da estrutura real, salienta-se que, de acordo com Negro, Verzeletti, Magonette e Pinto (1994), seria necessária a colocação de varões diagonais em todos os pilares e em algumas vigas de modo a verificar as disposições regulamentares relativas à resistência ao esforço transverso. Tal necessidade não se verificou, no entanto, no dimensionamento efectuado pelo modelo proposto.

Verifica-se também que, pelo modelo proposto, em ambas as direcções e em todos os pisos, os deslocamentos máximos atingidos não permitem a verificação da condição para edifícios com elementos não estruturais construídos com materiais frágeis, fixos à estrutura e da condição para edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais.

Finalmente, refere-se que o número de iterações necessário para atingir a convergência das duas soluções estruturais foi bastante reduzido (duas iterações no caso da primeira solução estrutural e quatro no caso da segunda) e que o coeficiente de segurança obtido para as vigas é de 1.21 e para os pilares é de 1.35, segundo a direcção X, e de 1.34, segundo a direcção Y.

### 7.5.2 Estruturas de 8 pisos

Antes de apresentar os resultados dos dimensionamentos efectuados para as estruturas de 8 pisos, importa referir alguns aspectos acerca das implicações duma estrutura desta dimensão.

Comparativamente, a dimensão do problema de dimensionamento das estruturas de 8 pisos é consideravelmente superior ao da estrutura de 4 pisos anteriormente considerado. Essa diferença reflecte-se, por um lado, numa maior duração de cada iteração e, por outro, num maior número de iterações necessárias para atingir a convergência.

Assim, enquanto que a convergência da estrutura de 4 pisos é atingida em cerca de 17 minutos, a duração duma única iteração da estrutura de 8 pisos poderá atingir cerca de 6 a 8 horas. Outro aspecto fundamental da duração do processo de dimensionamento prende-se com o tipo de processador do computador utilizado. Enquanto num computador com um processador Pentium II a 400MHz, a duração duma única iteração da estrutura de 8 pisos poderá, efectivamente, atingir cerca de 6 a 8 horas, caso se considere um computador com um processador Pentium IV a 1.4GHz, essa duração passa para cerca de 3 a 4 horas.

Apresentam-se, em seguida, alguns dos resultados obtidos a partir da aplicação da metodologia proposta a diversas estruturas de 8 pisos anteriormente descritas.

Atendendo às diferentes combinações de classes de ductilidade e de materiais estruturais, as diferentes estruturas passarão a ser referidas da seguintes forma:

- Estrutura de baixa ductilidade com betão C20 e aço A400: “DCL C20 A400”
- Estrutura de baixa ductilidade com betão C25 e aço A500: “DCL C25 A500”
- Estrutura de média ductilidade com betão C20 e aço A400: “DCM C20 A400”
- Estrutura de média ductilidade com betão C25 e aço A500: “DCM C25 A500”
- Estrutura de alta ductilidade com betão C20 e aço A400: “DCH C20 A400”
- Estrutura de alta ductilidade com betão C25 e aço A500: “DCH C25 A500”

Apresenta-se na Fig. 7.12 a numeração das vigas a considerar em cada piso e na Fig. 7.13 a numeração dos pilares a considerar.

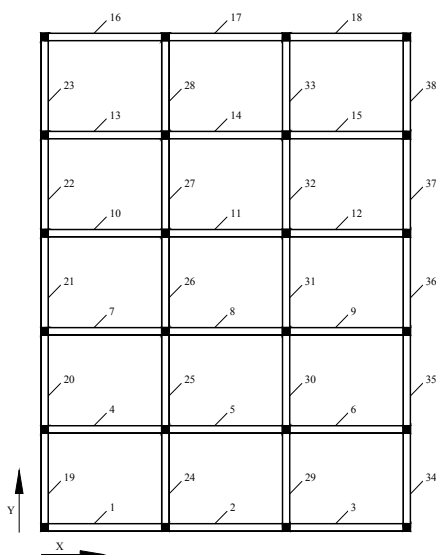


Fig. 7.12 – Numeração das vigas das estruturas de 8 pisos.

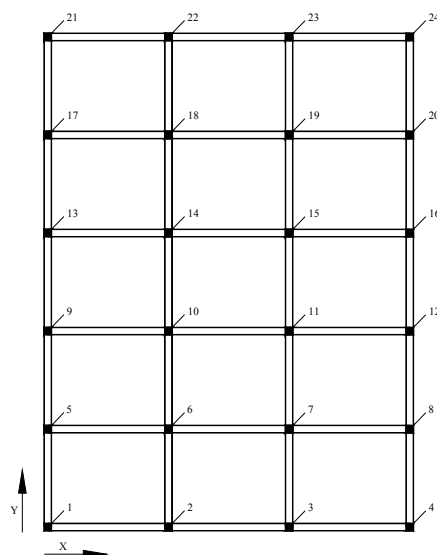


Fig. 7.13 – Numeração dos pilares das estruturas de 8 pisos.

São apresentadas no Quadro 7.7 as pormenorizações de armaduras das secções extremas dos pilares e nos Quadros 7.8 e 7.9 as pormenorizações de armaduras das secções extremas das vigas da estrutura DCL C20 A400.

Atendendo à dimensão dos Quadros 7.7, 7.8 e 7.9, as pormenorizações de armaduras relativas às restantes estruturas são apresentadas no Anexo A4.

Em termos da convergência do algoritmo, verificou-se uma maior dificuldade em obter convergência para as estruturas da classe de ductilidade média, tendo sido necessário o aumento do intervalo de tolerância para atingir a convergência da solução da estrutura DCM C25 A500 e não se tendo mesmo obtido, com uma tolerância aceitável, solução para a estrutura DCM C20 A400, pelo que não serão apresentados os correspondentes resultados. As razões para essa dificuldade de convergência não são, ainda, perfeitamente claras.

Nas estruturas de alta ductilidade, a pormenorização de armaduras é, consideravelmente, condicionada por medidas regulamentares, nomeadamente, ao nível das percentagens mínimas de armadura, aspecto ainda mais pronunciado nas vigas, dado que o modelo de dimensionamento considerado procura, explicitamente, atingir um determinado valor de ductilidade à custa da redução das percentagens de armadura longitudinal ou da redução das próprias dimensões da secção transversal desses elementos.

Nas estruturas de baixa ductilidade a situação é distinta. Nestas estruturas, o dimensionamento é condicionado pelo comportamento das vigas cuja exploração da ductilidade é, explicitamente, limitada, devendo a solução estrutural final resistir à solicitação, essencialmente, através da sua resistência global, ao contrário do que acontece nas estruturas de alta ductilidade

onde as deformações têm um papel essencial na dissipação da energia da solicitação. Embora as disposições regulamentares não sejam especialmente condicionantes para as estruturas de baixa ductilidade, a sua influência é ainda menor dado que os níveis de esforços mobilizados nos elementos são mais elevados.

O comportamento das estruturas de média ductilidade está entre os dois extremos anteriormente definidos, não sendo nenhum dos dois tipos de comportamento especialmente influente. É, por isso, opinião do autor que existe a necessidade de implementar medidas restritivas ao nível do dimensionamento dos pilares das estruturas da classe de ductilidade média, de forma a controlar mais facilmente o comportamento estrutural dentro dos princípios de dimensionamento desta classe de ductilidade.

Assim, para a estrutura DCL C25 A500, as pormenorizações de armaduras das secções extremas dos pilares são apresentadas no Quadro A4.1 e as pormenorizações de armaduras das secções extremas das vigas nos Quadros A4.2 e A4.3.

Para a estrutura DCM C25 A500, as pormenorizações de armaduras das secções extremas dos pilares são apresentadas no Quadro A4.4 e as pormenorizações de armaduras das secções extremas das vigas nos Quadros A4.5 e A4.6.

Para a estrutura DCH C20 A400, as pormenorizações de armaduras das secções extremas dos pilares são apresentadas no Quadro A4.7 e as pormenorizações de armaduras das secções extremas das vigas nos Quadros A4.8 e A4.9.

Para a estrutura DCH C25 A500, as pormenorizações de armaduras das secções extremas dos pilares são apresentadas no Quadro A4.10 e as pormenorizações de armaduras das secções extremas das vigas nos Quadros A4.11 e A4.12.

Quadro 7.7– Armaduras dos pilares da estrutura DCL C20 A400.

Piso	Pilar	$b_c$	$h_c$	$A_{shx}$				$A_{shy}$				$A_{sw}$			Notas	Piso	Pilar	$b_c$	$h_c$	$A_{shx}$				$A_{shy}$				$A_{sw}$			Notas
				$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$nram$	$\phi_{sw}$	$s$						$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$n_1$	$\phi_1$	$n_2$	$\phi_2$	$nram$	$\phi_{sw}$	$s$	
1	1	0.35	0.35	2	16	2	14	2	16	1	20	4	6	8		5	1	0.35	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10	
	2	0.35	0.35	2	20	1	16	2	20	1	16	4	6	6			2	0.35	0.30	3	14	0	0	2	14	1	12	4	6	10	
	3	0.35	0.35	2	20	1	16	2	20	1	16	4	6	6			3	0.35	0.30	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	10	
	4	0.35	0.35	2	16	1	14	3	16	0	0	4	6	8			4	0.35	0.30	2	12	1	14	4	12	0	0	4	6	10	
	5	0.35	0.35	2	20	1	16	2	20	1	16	4	6	6			5	0.35	0.30	2	14	1	12	3	14	0	0	4	6	10	
	6	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	6	8	x		6	0.45	0.35	3	14	2	12	2	14	1	12	4	6	10	x
	7	0.50	0.45	2	20	3	16	2	20	3	16	6	6	10			7	0.45	0.35	2	16	3	14	2	16	1	14	4	6	10	x
	8	0.35	0.35	2	20	1	25	2	20	2	16	4	6	6			8	0.35	0.30	2	14	1	12	2	14	1	16	4	6	10	
	9	0.35	0.35	3	20	0	0	2	20	1	16	4	6	6			9	0.35	0.30	2	14	1	12	3	14	0	0	4	6	10	
	10	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	6	8	x		10	0.45	0.35	2	16	3	14	2	16	1	14	4	6	10	x
	11	0.50	0.45	2	20	3	16	2	20	3	16	6	6	10			11	0.45	0.35	2	16	3	14	2	16	1	14	4	6	10	x
	12	0.35	0.35	2	20	1	25	2	20	2	16	4	6	6			12	0.35	0.30	2	14	1	12	2	14	1	16	4	6	10	
	13	0.35	0.35	2	16	1	20	2	16	2	14	4	6	6			13	0.35	0.30	2	14	1	12	3	14	0	0	4	6	10	
	14	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	6	8	x		14	0.45	0.35	2	16	3	14	2	16	1	14	4	6	10	x
	15	0.50	0.45	2	20	3	16	2	20	3	16	6	6	10			15	0.45	0.35	2	16	3	14	2	16	1	14	4	6	10	x
	16	0.35	0.35	2	20	1	25	2	20	2	16	4	6	6			16	0.35	0.30	2	14	1	12	2	14	1	16	4	6	10	
	17	0.35	0.35	2	20	1	25	2	20	1	16	4	6	6			17	0.35	0.30	2	14	1	12	3	14	0	0	4	6	10	
	18	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	6	8	x		18	0.45	0.35	2	16	3	14	2	16	1	14	4	6	10	x
	19	0.50	0.45	2	20	3	16	2	20	3	16	6	6	10			19	0.45	0.35	2	16	3	14	2	16	1	14	4	6	10	x
	20	0.35	0.35	2	20	1	25	2	20	2	16	4	6	6			20	0.35	0.30	2	14	1	12	2	14	1	16	4	6	10	
	21	0.35	0.35	2	16	1	14	3	16	0	0	4	6	8			21	0.35	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10	
	22	0.35	0.35	2	25	1	20	3	25	0	0	4	6	7			22	0.35	0.30	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	10	
	23	0.35	0.35	2	25	1	20	3	25	0	0	4	6	7			23	0.35	0.30	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	10	
	24	0.35	0.35	2	20	1	16	2	20	1	16	4	6	6			24	0.35	0.30	2	12	1	14	4	12	0	0	4	6	10	
2	1	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	2	12	4	6	10		6	1	0.35	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10	
	2	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	6	6			2	0.35	0.30	3	14	0	0	2	14	1	12	4	6	10	
	3	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	6	6			3	0.35	0.30	3	14	0	0	2	14	1	12	4	6	10	
	4	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	2	12	4	6	10			4	0.35	0.30	2	12	1	14	4	12	0	0	4	6	10	
	5	0.35	0.35	2	20	1	16	2	20	1	16	4	6	6			5	0.35	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10	
	6	0.50	0.45	3	14	2	12	2	14	4	12	4	6	8	x		6	0.45	0.35	3	14	2	12	2	14	1	12	4	6	10	x
	7	0.50	0.45	3	14	2	12	2	14	4	12	4	6	8	x		7	0.45	0.35	2	16	3	14	2	16	1	14	4	6	12	x
	8	0.35	0.35	2	20	1	16	2	20	1	16	4	6	6			8	0.35	0.30	2	14	1	12	2	14	1	16	4	6	10	
	9	0.35	0.35	2	16	2	14	2	16	1	20	4	6	6			9	0.35	0.30	2	14	1	12	3	14	0	0	4	6	10	
	10	0.50	0.45	3	14	2	12	2	14	4	12	4	6	8	x		10	0.45	0.35	2	16	3	14	2	16	1	14	4	6	12	x
	11	0.50	0.45	3	14	2	12	2	14	4	12	4	6	8	x		11	0.45	0.35	2	16	3	14	2	16	1	14	4	6	12	x
	12	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	6	6			12	0.35	0.30	2	14	1	12	2	14	1	16	4	6	10	
	13	0.35	0.35	2	16	1	20	2	16	2	14	4	6	6			13	0.35	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10	
	14	0.50	0.45	3	14	2	12	2	14	4	12	4	6	8	x		14	0.45	0.35	2	16	3	14	2	16	1	14	4	6	12	x
	15	0.50	0.45	3	14	2	12	2	14	4	12	4	6	8	x		15	0.45	0.35	2	16	3	14	2	16	1	14	4	6	12	x
	16	0.35	0.35	3	20	0	0	2	20	1	16	4	6	6			16	0.35	0.30	2	14	1	12	3	14	0	0	4	6	10	
	17	0.35	0.35	2	16	1	20	2	16	2	14	4	6	6			17	0.35	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10	
	18	0.50	0.45	3	14	2	12	2	14	4	12	4	6	8	x		18	0.45	0.35	2	16	3	14	2	16	1	14	4	6	12	x
	19	0.50	0.45	3	14	2	12	2	14	4	12	4	6	8	x		19	0.45	0.35	2	16	3	14	2	16	1	14	4	6	12	x
	20	0.35	0.35	2	20	1	16	2	20	1	16	4	6	6			20	0.35	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10	
	21	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	10			21	0.35	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10	
	22	0.35	0.35	2	16	1	20	2	16	1	14	4	6	6			22	0.35	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10	
	23	0.35	0.35	2	16	1	20	2	16	1	14	4	6	6			23	0.35	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10	
	24	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	2	12	4	6	10			24	0.35	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10	
3	1	0.35	0.30	2	12	1	14	4	12	0	0	4	6	10		7	1	0.30	0.30	3	12	0	0	3	12	0	0	4	6	10	
	2	0.35	0.30	2	20	1	16	2	20	1	16	4	6	6			2	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10	
	3	0.35	0.30	2	20	1	16	2	20	1	16	4	6	6			3	0.30	0.30	2	12	1	14	4	12	0	0	4	6	10	
	4	0.35	0.30	2	12	1	14	4	12	0	0	4	6	10			4	0.30	0.30	3	12	0	0	3	12	0	0	4	6	10	
	5	0.35	0.30	2	20	1	16	2	20	1	16	4	6	6			5	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10	
	6	0.45	0.35	2	20	3	16	2	20	1	16	4	6	6	x		6	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	6	12	
	7	0.45	0.35	2	20	3	16	2	20	1	16	4	6	6	x		7	0.35	0.35	2	16	1	14	3	16	0	0	4	6	12	
	8	0.35	0.30	3	20	0	0	2	20	1	16	4	6	6			8	0.30	0.30	2	14	1	12	3	14	0	0	4	6	10	
	9	0.35	0.30	2	20	1	16	2	20	1	16	4	6	6			9	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10	
	10	0.45	0.35	2	20	3	16	2</																							





Apresentam-se nos Quadros 7.10 e 7.11 os valores das ductilidades em curvatura atingidas pelas vigas das diversas estruturas dimensionadas, nos diversos pisos segundo a direcção  $X$ , e nos Quadros 7.12 e 7.13, os valores das ductilidades em curvatura atingidas pelas vigas segundo a direcção  $Y$ , respectivamente. À semelhança do que foi exposto relativamente à estrutura de 4 pisos, os valores são apresentados com diferentes colorações consoante sejam superiores a 1.0 (amarelo), 2.0 (vermelho), 3.0 (azul), 4.0 (cor de rosa), 5.0 (azul claro), 6.0 (vermelho escuro) ou 7.0 (verde). A variável *lado* que consta desse quadros, representa a extremidade em causa do elemento, tomando o valor 1 para a extremidade esquerda e o valor 2 para a direita.

É possível verificar que os valores das ductilidades atingidas aumentam à medida que aumenta a classe de ductilidade em causa. Nas estruturas associadas à alta ductilidade, a maioria das vigas atingiu a cedência e em alguns casos com ductilidades superiores a 7.0. A distribuição em altura de elementos em cedência é bastante uniforme, exceptuando no piso 8 onde se verifica que existem um número considerável de vigas em regime elástico.

Na estrutura de média ductilidade, a distribuição de ductilidades em altura é semelhante à das estruturas de alta ductilidade, diferindo apenas no último piso.

Nas estruturas de baixa ductilidade são, naturalmente, atingidos os valores mais baixos da ductilidade, verificando-se, no entanto, que a sua distribuição em altura é bastante uniforme até ao piso 6.

Relativamente aos pilares, as ductilidades superiores à unidade atingidas nestes elementos são, quase exclusivamente, localizadas nas secções inferiores dos pilares do piso 1. Além destas, aparecem, em algumas secções de pilares de pisos intermédios das estruturas associadas a baixa ductilidade, elementos em cedência mas, cujas ductilidades atingidas nunca são superiores a 2.

De forma a complementar a caracterização das estruturas dimensionadas, são apresentados nas Fig. 7.14 a 7.17, para cada estrutura, os valores máximos dos índices de dano atingidos nas diversas secções extremas dos pilares e das vigas, em cada piso e segundo as direcções  $X$  e  $Y$ .

Apresentam-se, igualmente, nas Fig. 7.18 e 7.19 os deslocamentos horizontais máximos atingidos nos diversos pisos, segundo as direcções  $X$  e  $Y$ , respectivamente, e nas Fig. 7.20 e 7.21, os deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, atingidos ao longo da altura, segundo as direcções  $X$  e  $Y$ , respectivamente.

**Quadro 7.10 – Ductilidades em curvatura atingidas nas vigas das estruturas de 8 pisos segundo a direcção X dos pisos 1 a 4.**

Piso	Viga	lado	DCL C20 A400		DCL C25 A500		DCM C25 A500		DCH C20 A400		DCH C25 A500		Piso	Viga	lado	DCL C20 A400		DCL C25 A500		DCM C25 A500		DCH C20 A400		DCH C25 A500	
			Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)				Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)
1	1		2.13	1.78	1.91	2.04	2.77	1.82	2.77	2.31	2.06	1.78	1	1		2.14	1.67	2.21	1.45	4.59	2.09	4.62	3.45	3.56	2.60
1	2		1.07	1.40	1.24	1.71	0.92	3.62	1.13	3.57	0.92	3.02	1	2		0.81	1.27	0.94	1.29	1.57	4.61	2.27	5.11	1.89	4.48
2	1		1.19	1.19	1.37	1.68	2.65	1.84	2.69	2.00	2.01	1.83	2	1		1.01	0.94	1.33	1.00	4.42	2.03	4.60	3.06	3.52	2.67
2	2		1.00	1.38	1.23	1.70	0.92	3.62	1.31	3.32	0.92	3.05	2	2		0.78	1.22	0.97	1.31	1.35	4.64	2.46	5.11	1.70	4.51
3	1		1.23	1.22	1.38	1.69	2.65	1.84	2.50	2.02	2.01	1.86	3	1		1.04	0.95	1.27	1.15	4.42	2.00	4.44	3.10	3.51	2.65
3	2		1.89	1.95	1.64	1.99	0.99	3.59	1.35	3.60	0.97	2.93	3	2		1.51	2.17	1.67	2.09	1.52	4.57	2.44	5.35	1.71	4.44
4	1		2.30	1.30	1.91	2.12	2.70	1.72	2.23	1.96	1.98	1.80	4	1		2.45	0.68	2.59	0.73	3.97	1.92	4.03	2.99	3.41	2.99
4	2		1.89	2.13	1.60	2.14	0.83	3.43	0.87	3.31	0.79	2.70	4	2		1.03	1.70	1.71	2.14	1.34	3.99	1.92	4.93	1.52	4.23
5	1		2.13	2.03	1.83	2.30	2.56	1.84	2.15	2.02	1.69	1.78	5	1		1.89	0.99	2.15	1.88	4.37	2.02	3.96	3.05	3.33	2.58
5	2		1.95	2.12	1.62	2.13	0.79	3.48	0.85	3.20	0.76	2.85	5	2		1.10	1.82	1.76	2.38	1.26	3.92	1.94	4.96	1.90	4.28
6	1		2.00	2.11	1.80	2.20	2.49	1.71	2.02	1.97	1.74	1.66	6	1		1.77	0.98	2.23	1.90	4.30	1.99	3.96	3.03	3.34	2.55
6	2		2.36	1.35	1.97	2.02	0.89	3.37	0.92	3.09	0.88	2.97	6	2		1.57	1.11	2.06	1.78	1.41	3.66	1.97	4.91	1.53	4.28
7	1		2.25	1.70	1.92	2.16	2.70	1.71	2.22	1.96	1.97	1.79	7	1		2.36	0.64	2.58	0.75	3.98	1.95	4.04	2.99	3.41	2.99
7	2		1.89	2.17	1.58	2.13	0.83	3.43	0.84	3.19	0.78	2.70	7	2		1.07	1.65	1.72	2.16	1.34	3.94	1.93	4.96	1.52	4.24
8	1		2.15	2.02	1.83	2.28	2.57	1.84	2.01	1.96	1.70	1.77	8	1		1.89	0.99	2.16	1.90	3.86	2.09	3.98	3.06	3.33	2.58
8	2		1.91	2.12	1.61	2.12	0.79	3.51	0.84	3.20	0.75	2.84	8	2		1.39	1.84	1.76	2.39	1.34	4.00	1.95	4.98	1.90	4.27
9	1		2.01	2.05	1.79	2.20	2.52	1.71	2.01	1.97	1.75	1.66	9	1		1.72	1.52	2.25	1.90	4.23	2.00	3.98	3.04	3.35	2.55
9	2		2.27	1.69	1.97	2.01	0.90	3.37	0.91	3.08	0.88	2.95	9	2		1.61	1.62	2.06	1.84	1.34	4.13	1.97	4.90	1.52	4.27
10	1		2.42	0.85	1.93	2.13	2.70	1.71	2.22	1.95	1.97	1.79	10	1		2.44	0.68	2.56	0.75	3.98	1.95	4.04	2.99	3.41	2.99
10	2		1.84	2.26	1.58	2.13	0.83	3.43	0.84	3.19	0.78	2.70	10	2		1.34	1.80	1.73	2.18	1.35	3.98	1.94	4.96	1.52	4.25
11	1		2.15	2.01	1.83	2.28	2.56	1.84	2.01	1.96	1.69	1.77	11	1		1.87	1.47	2.17	1.91	4.38	2.04	3.99	3.06	3.33	2.58
11	2		1.99	2.10	1.61	2.12	0.78	3.50	0.85	3.22	0.75	2.87	11	2		1.41	2.13	1.77	2.39	1.27	3.94	1.95	4.97	1.50	4.27
12	1		2.00	2.05	1.79	2.19	2.50	1.70	2.04	1.97	1.77	1.66	12	1		1.97	1.00	2.25	1.91	4.23	2.00	3.99	3.04	3.34	2.55
12	2		2.36	1.30	1.97	2.01	0.90	3.38	0.91	3.09	0.88	2.95	12	2		1.61	1.05	2.06	1.85	1.34	4.16	1.96	4.98	1.53	4.27
13	1		2.36	0.86	1.92	2.12	2.70	1.71	2.22	1.95	1.96	1.79	13	1		2.36	0.69	2.64	0.86	3.98	1.96	4.09	3.02	3.40	2.98
13	2		1.86	2.27	1.59	2.12	0.81	3.33	0.84	3.18	0.78	2.71	13	2		1.03	1.74	1.67	2.42	1.33	3.97	1.94	4.95	1.52	4.24
14	1		2.15	2.02	1.74	2.30	2.46	1.83	2.01	1.96	1.69	1.78	14	1		1.90	1.00	2.30	1.90	4.34	2.03	3.99	3.06	3.32	2.59
14	2		1.94	2.13	1.59	2.37	0.81	3.59	0.84	3.20	0.75	2.86	14	2		1.10	1.82	1.76	2.39	1.28	3.96	1.94	4.95	1.90	4.27
15	1		2.03	2.06	1.86	2.19	2.61	1.73	2.02	1.97	1.74	1.67	15	1		1.74	0.98	2.21	1.91	4.35	2.02	3.98	3.04	3.32	2.55
15	2		2.28	1.79	1.96	2.04	0.90	3.45	0.92	3.10	0.88	2.98	15	2		1.62	1.01	2.01	1.58	1.41	3.69	1.97	4.98	1.53	4.27
16	1		2.08	1.73	1.82	1.95	2.71	1.78	2.70	2.27	2.07	1.77	16	1		2.10	1.62	2.20	1.45	4.57	2.07	4.60	3.45	3.33	2.60
16	2		0.99	1.33	1.17	1.62	0.91	3.61	1.13	3.36	0.92	3.04	16	2		0.82	1.22	0.94	1.46	1.38	4.29	2.29	5.14	1.69	4.45
17	1		1.11	1.12	1.28	1.62	2.63	1.83	2.69	1.99	2.01	1.86	17	1		0.99	0.94	1.35	1.03	4.40	2.04	4.63	3.07	3.49	2.67
17	2		0.97	1.31	1.16	1.62	0.91	3.61	1.13	3.31	0.92	3.05	17	2		0.78	1.20	0.99	1.34	1.35	4.62	2.47	5.10	1.69	4.47
18	1		1.15	1.19	1.30	1.62	2.63	1.82	2.49	2.02	2.02	1.86	18	1		1.02	0.95	1.28	1.19	4.40	1.99	4.44	3.10	3.47	2.65
18	2		1.91	2.13	1.65	2.01	0.97	3.53	1.35	3.61	0.95	2.83	18	2		1.54	2.13	1.69	2.08	1.52	4.56	2.46	5.10	1.73	4.46
1	1		1.40	1.48	1.68	2.04	4.76	2.62	3.64	3.93	4.36	2.96	1	1		1.47	2.57	1.24	2.61	4.29	2.80	3.50	3.79	4.41	2.86
1	2		0.82	0.94	1.44	1.16	1.87	4.72	2.77	6.07	2.07	5.27	1	2		1.08	0.97	1.51	1.10	2.04	4.25	2.66	5.90	1.99	5.32
2	1		0.79	0.94	1.01	1.66	4.56	2.52	3.65	3.52	4.32	3.04	2	1		0.81	1.34	0.81	1.90	4.10	2.66	5.49	3.42	4.38	2.96
2	2		0.80	0.94	1.38	1.21	1.85	4.78	2.94	6.04	2.07	5.31	2	2		1.12	0.99	1.47	1.11	2.03	4.34	2.83	5.90	1.98	5.36
3	1		0.83	0.93	1.02	1.65	4.59	2.47	3.41	3.55	4.32	3.01	3	1		0.86	1.32	0.81	1.86	4.14	2.62	5.31	3.42	4.38	2.91
3	2		1.38	1.43	1.95	1.69	2.02	4.75	2.96	6.54	2.10	5.23	3	2		2.41	0.80	2.24	1.35	2.20	4.34	2.86	6.40	1.90	5.28
4	1		2.22	0.74	1.97	2.27	4.53	2.48	3.78	3.36	4.28	2.93	4	1		1.45	1.35	1.44	2.12	4.44	2.56	4.99	3.20	4.29	2.83
4	2		2.06	1.96	1.92	2.11	2.04	4.23	2.42	3.80	1.92	3.00	4	2		1.74	1.00	2.14	1.55	2.10	4.26	2.33	5.89	1.83	5.06
5	1		1.45	2.28	1.88	2.13	4.08	2.68	3.70	3.51	4.19	2.94	5	1		1.04	1.82	1.10	2.59	4.22	2.75	4.89	3.42	4.26	2.85
5	2		1.59	1.93	2.03	1.86	1.96	4.61	2.44	3.82	1.89	3.05	5	2		1.83	0.96	2.19	1.62	2.07	4.26	2.34	5.75	1.80	5.12
6	1		1.72	1.56	1.62	2.12	4.10	2.60	4.99	3.48	4.21	2.89	6	1		0.88	1.76	1.10	2.56	4.16	2.69	4.90	3.88	4.90	2.79
6	2		2.44	0.74	2.18	1.86	2.08	4.50	2.48	3.66	1.93	3.05	6	2		2.23	0.72	2.52	1.14	2.27	3.95	2.43	5.54	1.86	5.08
7	1		2.14	1.71	1.95	1.64	4.33	2.47	3.07	3.34	4.25	2.92	7	1		1.42	1.26	1.45	2.18	4.43	2.59	4.98	3.22	4.29	2.83
7	2		1.92	1.90	1.97	1.84	2.03	4.22	2.42	3.78	1.91	3.00	7	2		1.72	0.95	2.14	1.56	2.10	4.22	2.33	5.71	1.83	5.07
8	1		1.72	2.15	1.73	2.14	4.08	2.67	4.99	3.51	4.18	2.94	8	1		0.95	1.81	1.12	2.60	4.19	2.74	4.91	3.43	4.26	2.85
8	2		1.54	1.95	2.05	1.82	1.98	4.64	2.43	3.82	1.89	3.05	8	2		1.80	1.03	2.19	1.61	2.10	4.28	2.35	5.75	1.79	5.12
9	1		1.70	1.54	1.62	2.14	4.14	2.62	4.99	3.47	4.21	2.89	9	1		0.92	1.72	1.06	2.56	4.19	2.72	4.90	3.39	4.30	2.79
9	2		2.39	0.71	2.29	0.95	2.08	4.46	2.47	3.64	1.93	3.05	9	2		2.26	0.73	2.51	1.31	2.28	4.03	2.43	5.53	1.85	

Quadro 7.11 – Ductilidades em curvatura atingidas nas vigas das estruturas de 8 pisos segundo a direcção X dos pisos 5 a 8.

Piso	Viga	Isola	DCL C20 A400		DCL C25 A500		DCM C25 A500		DCH C20 A400		DCH C25 A500		Piso	Viga	Isola	DCL C20 A400		DCL C25 A500		DCM C25 A500		DCH C20 A400		DCH C25 A500	
			Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)				Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)
5	1	1	1.14	2.05	0.96	1.32	3.04	3.18	4.64	3.06	3.91	2.12	1	1	1.06	2.02	0.73	0.97	1.71	2.27	3.20	2.47	2.84	1.71	
	1	2	0.85	0.92	0.69	0.76	2.28	3.83	1.90	5.15	1.30	4.85	1	2	0.75	0.97	0.61	0.66	1.33	2.49	1.29	3.84	0.90	3.82	
	2	1	0.72	1.06	0.55	0.84	2.97	3.17	4.68	2.70	3.92	2.26	2	1	0.66	1.06	0.43	0.80	1.66	2.21	3.28	2.14	2.89	1.83	
	2	2	0.92	0.95	0.66	0.82	2.20	3.96	2.07	5.14	1.29	4.91	2	2	0.72	1.01	0.57	0.66	1.26	2.64	1.44	3.87	0.89	3.89	
	3	1	0.77	1.17	0.63	0.85	3.06	3.03	4.49	2.71	3.92	2.21	3	1	0.69	1.08	0.46	0.81	1.72	2.09	3.11	2.12	2.89	1.77	
	3	2	2.36	1.25	1.77	0.93	2.26	4.03	2.10	5.59	1.27	4.78	3	2	2.03	1.59	0.97	0.75	1.33	2.72	1.44	4.24	0.88	3.76	
	4	1	1.00	1.33	1.11	1.96	3.05	3.91	4.15	2.57	3.89	2.12	4	1	1.25	2.13	0.77	0.99	1.65	2.07	2.22	2.07	2.82	1.71	
	4	2	1.51	0.83	1.26	1.53	2.06	3.76	1.53	4.90	1.19	4.98	4	2	1.53	1.54	0.78	0.99	1.15	2.57	0.97	3.64	0.80	3.64	
	5	1	0.72	1.43	0.77	1.87	2.84	3.07	4.00	2.71	3.72	2.22	5	1	0.83	2.22	0.43	1.33	1.33	2.22	2.38	2.19	2.70	1.80	
	5	2	1.78	1.36	1.27	1.38	2.03	3.83	1.59	4.58	1.10	4.65	5	2	1.66	2.04	0.78	1.06	1.07	2.38	0.99	3.74	0.73	3.71	
	6	1	1.07	1.79	0.74	1.84	2.87	2.98	4.85	2.70	3.79	2.14	6	1	0.82	2.31	0.40	1.30	1.30	2.11	2.64	2.15	2.77	1.72	
	6	2	2.37	0.85	2.02	1.31	2.24	3.64	1.68	4.78	1.20	4.48	6	2	2.06	2.12	1.10	0.89	1.30	2.42	1.06	3.53	0.81	3.56	
	7	1	1.40	1.77	1.11	1.95	3.07	2.92	4.16	2.58	3.90	2.12	7	1	1.19	2.18	0.77	1.44	1.65	2.06	2.69	2.08	2.82	1.70	
	7	2	2.17	1.17	1.27	1.32	2.05	3.75	1.58	4.94	1.19	4.57	7	2	1.54	1.54	0.78	0.99	1.10	2.50	0.98	3.68	0.80	3.60	
	8	1	0.93	2.39	0.77	1.88	2.83	3.05	4.06	2.75	3.72	2.22	8	1	0.83	2.19	0.43	1.33	1.48	2.18	2.64	2.20	2.66	1.79	
	8	2	2.16	1.59	1.26	1.38	2.02	3.82	1.59	4.99	1.11	4.65	8	2	1.66	2.04	0.78	1.06	1.07	2.38	0.99	3.73	0.73	3.68	
	9	1	1.05	2.28	0.74	1.83	2.87	2.98	4.06	2.70	3.80	2.14	9	1	0.81	2.31	0.40	1.30	1.31	2.10	2.63	2.15	2.74	1.72	
	9	2	2.76	0.90	2.01	1.31	2.26	3.71	1.68	4.78	1.21	4.47	9	2	2.08	2.11	1.11	0.89	1.30	2.45	1.06	3.52	0.80	3.55	
10	1	1.00	1.53	1.11	1.94	3.06	2.90	4.15	2.57	3.91	2.13	10	1	1.25	2.14	0.77	1.44	1.65	2.05	2.69	2.07	2.82	1.70		
10	2	2.05	0.97	1.25	1.32	2.05	3.76	1.57	4.96	1.19	4.57	10	2	1.58	1.58	0.78	0.99	1.11	2.51	0.97	3.67	0.80	3.59		
11	1	0.74	1.86	0.77	1.87	2.84	3.06	4.07	2.74	3.72	2.22	11	1	0.87	2.24	0.43	1.33	1.49	2.18	2.64	2.20	2.66	1.79		
11	2	1.87	1.34	1.26	1.38	2.05	3.83	1.59	4.99	1.11	4.64	11	2	1.67	2.06	0.78	1.06	1.11	2.64	0.99	3.73	0.74	3.67		
12	1	1.02	1.94	0.74	1.83	2.88	3.00	4.05	2.71	3.80	2.14	12	1	0.82	2.30	0.40	1.30	1.30	2.14	2.63	2.15	2.74	1.72		
12	2	2.41	0.82	2.00	1.29	2.26	3.70	1.67	4.78	1.20	4.48	12	2	2.10	2.10	1.13	0.91	1.30	2.43	1.05	3.52	0.80	3.56		
13	1	0.99	1.53	1.12	1.93	3.06	2.89	4.16	2.57	3.91	2.12	13	1	1.31	2.18	0.78	1.46	1.65	2.04	2.69	2.06	2.82	1.71		
13	2	2.04	0.98	1.26	1.34	2.04	3.76	1.58	4.97	1.19	4.57	13	2	1.60	1.97	0.78	1.00	1.11	2.50	0.98	3.71	0.80	3.64		
14	1	0.74	1.84	0.77	1.89	2.85	3.05	4.06	2.75	3.71	2.21	14	1	0.87	2.25	0.43	1.33	1.48	2.19	2.66	2.20	2.70	1.80		
14	2	1.79	1.34	1.28	1.38	2.05	3.82	1.59	5.00	1.11	4.67	14	2	1.67	2.05	0.77	1.06	1.11	2.66	0.99	3.74	0.74	3.72		
15	1	1.08	1.76	0.75	1.85	2.86	3.00	4.05	2.70	3.80	2.14	15	1	0.81	2.31	0.39	1.30	1.30	2.13	2.65	2.16	2.77	1.72		
15	2	2.37	0.85	2.02	1.09	2.25	3.66	1.67	4.80	1.20	4.48	15	2	2.10	2.09	1.14	0.91	1.30	2.44	1.05	3.54	0.81	3.57		
16	1	1.11	2.02	0.96	1.33	3.05	3.17	4.63	3.07	3.90	2.11	16	1	1.03	1.96	0.72	0.96	1.72	2.26	2.20	2.46	2.83	1.69		
16	2	0.84	0.92	0.71	0.78	2.26	3.83	1.89	5.15	1.30	4.84	16	2	0.73	0.99	0.61	0.66	1.33	2.52	1.20	3.75	0.90	3.82		
17	1	0.72	1.03	0.57	0.86	2.97	3.16	4.68	2.70	3.91	2.26	17	1	0.68	1.04	0.43	0.79	1.67	2.21	3.17	2.06	2.87	1.84		
17	2	0.87	0.91	0.66	0.81	2.21	3.95	2.05	5.13	1.28	4.90	17	2	0.72	0.99	0.55	0.65	1.25	2.66	1.43	3.85	0.89	3.88		
18	1	0.74	1.10	0.64	0.85	3.05	3.04	4.47	2.69	3.91	2.19	18	1	0.68	1.06	0.45	0.79	1.75	2.08	3.09	2.11	2.88	1.77		
18	2	2.36	1.22	1.87	1.07	2.26	4.00	2.10	5.58	1.27	4.80	18	2	2.14	1.71	1.00	0.80	1.33	2.72	1.43	4.25	0.89	3.77		
7	1	1	0.94	2.60	0.64	1.61	0.72	1.45	1.32	1.64	1.44	1.16	1	1	0.58	0.69	0.40	0.63	0.60	0.65	0.65	0.74	0.52		
	1	2	0.62	0.99	0.58	0.92	0.70	1.33	0.63	1.98	0.54	2.41	1	2	0.03	0.56	0.06	0.54	0.12	0.67	0.09	0.88	0.12	1.41	
	2	1	0.38	1.12	0.39	1.18	0.67	1.38	1.31	1.31	1.49	1.29	2	1	0.00	0.58	0.00	0.61	0.08	0.71	0.35	0.71	0.65	0.80	
	2	2	0.63	1.08	0.54	0.98	0.65	1.44	0.72	2.01	0.52	2.48	2	2	0.02	0.59	0.00	0.54	0.11	0.69	0.13	0.88	0.16	1.43	
	3	1	0.59	1.07	0.45	1.09	0.73	1.26	1.32	1.26	1.51	1.21	3	1	0.02	0.61	0.00	0.60	0.11	0.68	0.30	0.70	0.64	0.78	
	3	2	1.63	1.86	0.83	1.17	0.69	1.49	0.86	1.82	0.56	2.38	3	2	0.69	0.65	0.49	0.53	0.35	0.62	0.40	0.92	0.31	0.96	
	4	1	1.25	1.97	0.67	1.28	0.66	1.35	0.96	1.21	1.47	1.17	4	1	0.69	0.88	0.39	0.75	0.27	0.68	0.72	0.82	0.73	0.82	
	4	2	0.76	0.99	0.45	1.08	0.55	1.39	0.48	2.03	0.42	2.24	4	2	0.00	0.65	0.00	0.52	0.00	0.70	0.00	0.96	0.00	1.25	
	5	1	0.36	1.83	0.26	1.34	0.53	1.42	0.91	1.43	1.19	1.24	5	1	0.00	0.84	0.00	0.67	0.00	0.74	0.25	0.83	0.39	0.78	
	5	2	0.55	1.52	0.48	1.12	0.53	1.45	0.50	2.14	0.35	2.32	5	2	0.00	0.75	0.00	0.63	0.00	0.71	0.08	1.05	0.00	1.25	
	6	1	0.50	1.14	0.22	1.38	0.56	1.37	0.95	1.39	1.29	1.15	6	1	0.00	0.68	0.00	0.69	0.00	0.72	0.21	0.85	0.39	0.77	
	6	2	2.05	1.43	0.82	0.97	0.62	1.54	0.59	1.92	0.43	2.27	6	2	0.78	0.99	0.55	0.61	0.30	0.67	0.52	0.99	0.25	1.51	
	7	1	1.20	1.95	0.67	1.27	0.65	1.35	0.98	1.27	1.46	1.15	7	1	0.69	0.93	0.39	0.75	0.26	0.69	0.72	0.83	0.74	0.75	
	7	2	0.72	1.00	0.45	1.08	0.56	1.39	0.50	2.10	0.45	2.28	7	2	0.00	0.65	0.00	0.63	0.00	0.70	0.00	0.99	0.00		

**Quadro 7.12 – Ductilidades em curvatura atingidas nas vigas das estruturas de 8 pisos segundo a direcção Y dos pisos 1 a 4.**

Piso	Viga	lado	DCL C20 A400		DCL C25 A500		DCM C25 A500		DCH C20 A400		DCH C25 A500		Piso	Viga	lado	DCL C20 A400		DCL C25 A500		DCM C25 A500		DCH C20 A400		DCH C25 A500	
			Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)				Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)	Duc(+)	Duc(-)
1	19	1	2.01	1.20	1.78	1.50	2.59	1.57	3.23	1.98	2.61	1.47	19	1	1.82	1.37	2.30	1.80	4.36	1.72	5.47	2.92	4.25	2.07	
1	19	2	0.85	1.48	0.97	1.43	1.07	2.96	1.36	3.82	1.03	3.06	19	2	0.86	1.20	1.22	1.67	1.89	4.02	2.31	6.06	1.64	4.68	
1	20	1	1.41	0.86	1.23	1.04	2.53	1.52	3.17	2.01	2.59	1.48	20	1	1.15	0.92	1.66	1.24	4.26	1.83	5.45	2.95	4.25	2.08	
1	20	2	0.80	1.29	0.97	1.42	1.07	2.97	1.36	3.84	1.04	3.05	20	2	0.87	1.25	1.18	1.70	1.90	4.07	2.30	6.10	1.64	4.72	
1	21	1	1.23	0.85	1.25	1.04	2.53	1.51	3.18	2.01	2.57	1.48	21	1	1.16	0.94	1.64	1.25	4.28	1.83	5.44	2.96	4.25	2.08	
1	21	2	0.79	1.27	0.98	1.42	1.06	2.97	1.36	3.83	1.04	3.06	21	2	0.87	1.24	1.18	1.69	1.98	4.06	2.30	6.10	1.63	4.71	
1	22	1	1.22	0.85	1.27	1.04	2.52	1.50	3.18	2.01	2.58	1.48	22	1	1.15	0.95	1.64	1.24	4.24	2.11	5.45	2.96	4.25	2.08	
1	22	2	0.83	1.27	0.97	1.43	1.07	2.98	1.35	3.84	1.04	3.06	22	2	0.88	1.24	1.15	1.69	1.82	4.10	2.30	6.14	1.64	4.71	
1	23	1	1.20	0.91	1.29	1.03	2.53	1.49	3.17	1.99	2.57	1.48	23	1	1.20	0.88	1.68	1.17	4.26	1.81	5.49	2.93	4.25	2.06	
1	23	2	1.21	2.00	1.47	1.87	1.15	2.94	1.40	3.74	1.09	3.04	23	2	1.30	1.72	1.80	2.26	1.99	3.91	2.29	6.08	1.64	4.67	
1	24	1	1.83	1.39	1.75	1.59	2.28	1.93	3.17	2.07	2.23	1.85	24	1	2.69	0.83	2.47	1.30	4.26	2.31	5.42	2.93	3.92	2.51	
1	24	2	1.40	2.18	1.55	2.01	0.82	3.49	1.15	3.84	0.75	3.37	24	2	1.41	2.12	1.88	2.31	1.77	4.35	2.12	5.93	1.31	5.07	
1	25	1	2.21	1.39	1.85	1.78	2.30	1.99	3.08	2.03	2.11	1.80	25	1	2.27	1.38	2.42	1.90	4.20	2.37	5.37	2.93	3.91	2.47	
1	25	2	1.38	2.11	1.56	2.05	0.83	3.50	1.12	3.77	0.75	3.39	25	2	1.41	2.15	2.06	1.98	1.78	4.40	2.10	5.98	1.28	5.13	
1	26	1	2.14	1.37	1.86	1.77	2.29	1.99	2.99	2.01	2.10	1.80	26	1	2.32	0.84	2.34	1.89	4.22	2.37	5.39	2.92	3.91	2.48	
1	26	2	1.37	2.10	1.56	2.05	0.82	3.50	1.12	3.76	0.74	3.40	26	2	1.31	2.09	2.05	1.97	1.78	4.39	2.11	5.97	1.27	5.14	
1	27	1	2.14	1.36	1.86	1.76	2.30	1.98	2.99	2.01	2.12	1.80	27	1	2.27	0.83	2.32	1.87	4.21	2.36	5.37	2.93	3.92	2.48	
1	27	2	1.35	2.12	1.56	2.05	0.82	3.45	1.12	3.77	0.74	3.39	27	2	1.52	2.33	2.04	1.99	1.77	4.40	2.11	5.98	1.27	5.14	
1	28	1	2.08	1.37	1.83	1.77	2.23	1.97	3.00	2.00	2.12	1.79	28	1	2.36	1.38	2.27	1.83	4.21	2.31	5.39	2.90	3.94	2.43	
1	28	2	1.45	2.03	1.70	2.13	0.89	3.37	1.22	3.85	0.80	3.52	28	2	1.80	2.29	2.16	1.75	1.76	4.26	2.13	6.00	1.27	5.15	
1	29	1	2.04	1.45	1.74	1.59	2.28	1.93	3.18	2.06	2.23	1.85	29	1	2.61	0.84	2.47	1.29	4.26	2.32	5.43	2.94	3.92	2.51	
1	29	2	1.36	2.16	1.55	2.01	0.81	3.44	1.12	3.76	0.75	3.40	29	2	1.25	2.20	1.87	2.30	1.77	4.36	2.13	5.94	1.31	5.08	
1	30	1	2.16	1.36	1.85	1.77	2.25	1.98	2.99	2.00	2.10	1.80	30	1	2.35	0.85	2.42	1.88	4.21	2.38	5.38	2.93	3.91	2.48	
1	30	2	1.34	2.08	1.56	2.05	0.82	3.44	1.12	3.77	0.74	3.41	30	2	1.31	2.10	2.07	1.97	1.77	4.40	2.11	5.98	1.28	5.14	
1	31	1	2.12	1.32	1.86	1.75	2.23	1.98	3.00	2.00	2.11	1.80	31	1	2.27	0.83	2.33	1.88	4.22	2.37	5.39	2.93	3.92	2.49	
1	31	2	1.31	2.06	1.56	2.04	0.82	3.46	1.11	3.73	0.74	3.40	31	2	1.51	2.34	2.07	1.97	1.78	4.39	2.11	6.00	1.28	5.13	
1	32	1	2.07	1.33	1.86	1.75	2.25	1.98	2.96	2.00	2.11	1.80	32	1	2.22	1.51	2.32	1.89	4.21	2.37	5.40	2.93	3.92	2.48	
1	32	2	1.35	2.06	1.56	2.05	0.83	3.50	1.12	3.75	0.74	3.40	32	2	1.49	1.84	2.05	1.99	1.77	4.39	2.12	5.98	1.28	5.13	
1	33	1	2.06	1.33	1.83	1.77	2.29	1.99	2.99	2.00	2.11	1.79	33	1	2.24	0.81	2.28	1.84	4.21	2.31	5.40	2.91	3.93	2.44	
1	33	2	1.42	2.10	1.69	2.12	0.89	3.36	1.23	3.84	0.80	3.52	33	2	1.67	2.10	2.18	1.76	1.76	4.22	2.15	6.00	1.27	5.12	
1	34	1	1.93	1.31	1.76	1.48	2.55	1.54	3.20	1.95	2.62	1.47	34	1	2.22	1.00	2.29	1.80	4.37	1.70	5.49	2.93	4.22	2.07	
1	34	2	0.82	1.40	0.99	1.46	0.99	2.97	1.32	3.67	1.03	3.07	34	2	1.13	1.57	1.27	1.71	1.88	4.03	2.33	6.07	1.65	4.63	
1	35	1	1.28	0.84	1.29	1.05	2.54	1.43	3.02	1.97	2.60	1.48	35	1	1.64	1.14	1.70	1.28	4.26	1.83	5.46	2.97	4.21	2.08	
1	35	2	0.76	1.06	0.96	1.40	1.04	2.99	1.33	3.71	1.04	3.07	35	2	1.03	1.61	1.19	1.70	1.88	4.05	2.32	6.13	1.64	4.64	
1	36	1	1.01	0.81	1.23	1.02	2.55	1.48	3.05	1.98	2.59	1.48	36	1	1.54	1.09	1.63	1.26	4.26	1.81	5.46	2.98	4.19	2.08	
1	36	2	0.80	1.18	0.96	1.38	1.05	2.96	1.32	3.69	1.04	3.07	36	2	1.13	1.67	1.19	1.71	1.98	4.07	2.31	6.12	1.63	4.65	
1	37	1	1.16	0.85	1.22	1.03	2.52	1.49	3.03	1.97	2.58	1.48	37	1	1.67	1.18	1.65	1.26	4.27	2.11	5.45	2.97	4.19	2.08	
1	37	2	0.83	1.23	0.99	1.44	1.01	3.03	1.32	3.68	1.04	3.08	37	2	1.12	1.70	1.20	1.72	1.83	4.09	2.31	6.10	1.63	4.65	
1	38	1	1.15	0.92	1.31	1.05	2.59	1.43	3.01	1.96	2.58	1.48	38	1	1.76	1.02	1.71	1.23	4.24	1.83	5.44	2.93	4.19	2.06	
1	38	2	1.23	2.02	1.47	1.90	1.10	2.90	1.39	3.73	1.07	3.01	38	2	1.60	2.17	1.81	2.27	1.99	3.93	2.31	6.10	1.65	4.63	
3	19	1	1.82	2.37	2.20	2.04	3.99	1.85	6.74	3.12	6.13	2.21	19	1	1.40	2.55	1.51	1.88	4.16	2.68	7.26	2.97	6.55	2.15	
3	19	2	1.89	1.50	1.45	1.57	1.76	4.09	2.30	7.32	1.81	5.58	19	2	1.37	0.89	1.18	0.93	2.85	3.76	2.64	7.57	1.92	5.79	
3	20	1	1.43	1.91	1.57	1.49	3.98	1.85	6.74	3.11	5.16	2.24	20	1	0.83	1.44	0.93	1.23	4.03	2.72	7.29	3.00	5.97	2.19	
3	20	2	1.94	1.21	1.43	1.62	1.83	4.17	2.47	7.40	1.81	5.62	20	2	1.37	0.92	1.14	0.96	2.85	3.86	2.65	7.64	1.93	5.88	
3	21	1	1.20	1.92	1.56	1.50	4.03	1.89	6.75	3.12	5.16	2.25	21	1	0.83	1.41	0.90	1.21	4.05	2.73	7.29	3.01	5.61	2.20	
3	21	2	1.93	1.22	1.43	1.61	1.80	4.18	2.47	7.39	1.81	5.62	21	2	1.36	0.93	1.16	0.96	2.88	3.87	2.66	7.65	1.93	5.86	
3	22	1	1.24	1.91	1.56	1.49	4.01	1.87	6.74	3.12	5.17	2.25	22	1	0.83	1.41	0.90	1.24	4.05	2.76	7.30	3.02	5.60	2.20	
3	22	2	2.00	1.24	1.41	1.60	1.85	4.18	2.48	7.40	1.81	5.61	22	2	1.35	0.85	1.16	0.94	2.84	3.83	2.66	7.65	1.93	5.88	
3	23	1	1.35	1.87	1.61	1.37	4.02	1.84	6.76	3.07	5.15	2.21	23	1	0.94	1.16	0.96	1.09	4.03	2.63	7.28	2.95	5.99	2.16	
3	23	2	2.40	1.26	2.03	2.22	1.84	4.14	2.47	7.32	1.78	5.57	23	2	2.34	0.90	1.91	1.47	3.01	3.74	2.63	7.54	1.88	5.79	
3	24	1	2.35	0.96	2.45	2.29	4.31	1.48	6.60	3.12	4.77	2.64	24	1	1.71	2.08	1.76	2.20	4.16	2.94	7.34	2.99	5.46	2.20	
3	24	2	2.25	2.24	2.16	2.56	2.05	3.95	2.33	7.09	1.45	5.94	24	2	2.51	1.12	2.25	1.89	2.81	4.22	2.62	7.38	1.94	6.05	
3	25	1	2.14	2.26	2.55	2.14	4.27	1.99	6.64	3.11	4.80	2.61	25	1	1.43	2.31	1.80	2.45	4.18	2.99	7.32	3.05	5.42	2.52	
3	25	2	2.51	1.89	2.41	2.28	2.13	3.95	2.30	7.12	1.42	6.01	25	2	2.48	1.03	2.26	2.01	2.80	4.29	2.59	7.47	1.74	6.21	
3	26	1																							

Quadro 7.13 – Ductilidades em curvatura atingidas nas vigas das estruturas de 8 pisos segundo a direcção Y dos pisos 5 a 8.

Piso	Viga	lado	DCL C20 A400		DCL C25 A500		DCM C25 A500		DCH C20 A400		DCH C25 A500		Piso	Viga	lado	DCL C20 A400		DCL C25 A500		DCM C25 A500		DCH C20 A400		DCH C25 A500	
			Duc (+)	Duc (-)	Duc (+)	Duc (-)	Duc (+)	Duc (-)	Duc (+)	Duc (-)	Duc (+)	Duc (-)				Duc (+)	Duc (-)	Duc (+)	Duc (-)	Duc (+)	Duc (-)	Duc (+)	Duc (-)	Duc (+)	Duc (-)
5	19	1	1.05	1.96	1.06	1.27	2.91	3.36	6.02	3.09	4.77	2.00	19	1	0.92	1.65	1.60	2.67	1.82	2.79	4.39	2.99	3.90	1.63	
	19	2	0.95	0.79	0.81	0.80	3.08	3.25	2.53	6.38	1.66	5.24	19	2	0.85	0.75	1.90	1.25	2.31	2.17	2.36	5.19	1.31	4.40	
	20	1	0.74	0.99	0.74	0.87	2.90	3.51	6.05	3.15	4.86	2.11	20	1	0.71	0.94	1.11	2.12	1.83	2.73	4.64	2.97	4.02	1.75	
	20	2	0.96	0.85	0.79	0.84	3.04	3.34	2.48	6.68	1.66	5.30	20	2	0.85	0.83	1.86	1.39	2.27	2.26	2.34	5.28	1.31	4.48	
	21	1	0.74	1.04	0.72	0.91	2.90	3.49	6.03	3.14	4.85	2.11	21	1	0.69	1.01	1.15	2.10	1.80	2.72	4.62	3.00	4.03	1.75	
	21	2	1.11	0.83	0.78	0.84	3.06	3.37	2.48	6.68	1.67	5.30	21	2	0.81	0.82	1.97	1.36	2.34	2.29	2.34	5.29	1.31	4.48	
	22	1	0.72	1.24	0.72	0.91	2.93	3.30	6.03	3.13	4.86	2.11	22	1	0.68	0.96	1.11	2.12	1.86	2.77	4.62	2.99	4.02	1.75	
	22	2	1.08	0.82	0.82	0.81	3.04	3.33	2.50	6.68	1.67	5.30	22	2	0.89	0.81	1.92	1.42	2.28	2.26	2.32	5.30	1.31	4.48	
	23	1	0.79	1.05	0.77	0.86	2.90	3.38	6.05	3.06	4.85	2.05	23	1	0.70	0.91	1.23	2.03	1.81	2.63	4.68	2.85	4.02	1.68	
	23	2	1.97	1.08	1.63	1.18	3.01	3.42	2.43	6.67	1.60	5.13	23	2	1.55	1.07	2.35	1.88	2.30	2.32	2.31	5.29	1.22	4.27	
	24	1	1.14	1.71	1.29	1.90	3.29	3.84	5.93	3.15	4.60	2.17	24	1	1.12	1.77	1.81	2.20	1.56	3.21	4.61	2.97	3.74	1.82	
	24	2	1.95	0.91	1.80	1.22	3.36	3.22	2.31	6.37	1.53	5.50	24	2	1.76	1.08	2.17	1.51	2.06	2.68	2.21	5.08	1.18	4.68	
	25	1	1.05	2.31	1.11	2.00	3.10	3.89	5.87	3.11	4.45	2.54	25	1	0.98	1.99	1.39	2.36	1.59	3.21	4.51	3.01	3.63	2.15	
	25	2	2.13	1.18	1.82	1.30	3.32	3.30	2.31	6.46	1.33	5.67	25	2	1.85	1.44	2.14	1.65	2.01	2.77	2.17	5.20	0.96	4.82	
	26	1	1.03	2.30	1.09	2.02	3.07	3.90	5.88	3.14	4.45	2.54	26	1	1.09	2.09	1.38	2.37	1.57	3.20	4.53	3.01	3.60	2.15	
	26	2	2.13	1.14	1.83	1.29	3.36	3.38	2.31	6.47	1.33	5.67	26	2	1.83	1.43	2.14	1.64	2.05	2.83	2.18	5.23	0.96	4.82	
	27	1	1.01	2.29	1.09	2.02	3.16	3.93	5.90	3.14	4.46	2.55	27	1	1.09	2.10	1.36	2.37	1.62	3.23	4.54	3.01	3.61	2.15	
	27	2	2.14	1.12	1.83	1.31	3.32	3.30	2.31	6.45	1.33	5.67	27	2	1.89	1.32	2.15	1.63	2.01	2.77	2.18	5.21	0.97	4.82	
	28	1	0.95	2.12	1.03	1.96	3.11	3.77	5.91	3.06	4.68	2.38	28	1	1.01	1.96	1.37	2.26	1.60	3.08	4.56	2.92	3.85	1.99	
	28	2	1.88	0.89	2.06	1.46	3.39	3.20	2.38	6.38	1.38	5.11	28	2	1.95	1.03	2.38	1.45	2.01	2.82	2.20	5.04	1.00	4.32	
	29	1	1.20	1.90	1.29	1.89	3.28	3.84	5.96	3.15	4.61	2.17	29	1	1.11	1.78	1.81	2.20	1.55	3.21	4.61	2.97	3.73	1.81	
	29	2	2.09	1.20	1.79	1.22	3.33	3.19	2.32	6.39	1.54	5.51	29	2	1.85	1.11	2.17	1.51	2.04	2.66	2.21	5.11	1.18	4.66	
	30	1	1.25	2.07	1.11	2.00	3.07	3.88	5.90	3.13	4.45	2.55	30	1	1.00	2.07	1.39	2.36	1.57	3.20	4.53	3.01	3.62	2.16	
	30	2	2.23	0.86	1.82	1.31	3.36	3.38	2.31	6.47	1.33	5.67	30	2	1.84	1.43	2.14	1.64	2.04	2.82	2.19	5.19	0.97	4.82	
	31	1	1.04	2.06	1.09	2.01	3.16	3.93	5.90	3.15	4.46	2.54	31	1	1.12	2.09	1.37	2.37	1.63	3.22	4.53	3.02	3.60	2.15	
	31	2	2.21	1.07	1.82	1.30	3.32	3.30	2.32	6.46	1.32	5.66	31	2	1.85	1.33	2.15	1.64	2.03	2.79	2.18	5.21	0.96	4.83	
	32	1	1.14	2.05	1.09	2.02	3.06	3.90	5.88	3.15	4.46	2.54	32	1	1.02	2.10	1.37	2.38	1.58	3.21	4.55	3.01	3.61	2.15	
	32	2	2.20	1.08	1.83	1.31	3.33	3.30	2.31	6.47	1.32	5.68	32	2	1.87	1.30	2.15	1.63	2.02	2.80	2.19	5.21	0.97	4.84	
	33	1	1.07	1.83	1.03	1.95	3.12	3.78	5.92	3.06	4.68	2.38	33	1	1.01	1.93	1.37	2.26	1.63	3.09	4.57	2.93	3.86	2.00	
	33	2	2.23	0.76	2.02	1.41	3.40	3.20	2.38	6.40	1.37	5.11	33	2	1.93	1.03	2.61	1.45	2.01	2.83	2.22	5.18	0.99	4.33	
	34	1	1.06	2.03	1.03	1.28	2.90	3.53	6.01	3.10	4.81	2.01	34	1	0.94	1.65	1.39	2.67	1.82	2.76	4.60	2.99	3.90	1.64	
	34	2	1.38	0.78	0.81	0.80	3.04	3.22	2.51	6.56	1.62	5.17	34	2	0.96	0.80	1.89	1.26	2.28	2.17	2.37	5.18	1.28	4.31	
	35	1	0.74	1.47	0.74	0.86	2.86	3.47	6.02	3.13	4.79	2.06	35	1	0.75	1.09	1.12	2.11	1.83	2.71	4.64	2.97	3.92	1.72	
	35	2	1.36	0.85	0.78	0.84	3.05	3.34	2.49	6.68	1.61	5.24	35	2	0.95	0.87	1.85	1.38	2.33	2.31	2.31	5.27	1.28	4.39	
	36	1	0.72	1.51	0.72	0.90	2.90	3.49	6.02	3.17	4.79	2.06	36	1	0.71	1.13	1.14	2.09	1.87	2.75	4.61	2.97	3.93	1.72	
	36	2	1.29	0.85	0.78	0.84	3.03	3.33	2.48	6.67	1.62	5.24	36	2	0.85	0.84	1.90	1.39	2.27	2.26	2.32	5.28	1.28	4.39	
	37	1	0.73	1.43	0.72	0.90	2.89	3.47	6.01	3.15	4.80	2.07	37	1	0.70	1.00	1.15	2.16	1.81	2.72	4.62	2.97	3.94	1.72	
	37	2	1.17	0.83	0.81	0.81	3.05	3.36	2.50	6.67	1.62	5.23	37	2	0.87	0.80	1.92	1.42	2.31	2.28	2.32	5.28	1.28	4.40	
38	1	0.78	1.15	0.77	0.86	2.93	3.39	6.04	3.05	4.77	2.01	38	1	0.70	0.90	1.23	2.02	1.86	2.63	4.66	2.85	3.93	1.66		
38	2	1.96	1.11	1.88	1.45	3.02	3.44	2.43	6.65	1.62	5.21	38	2	1.60	1.16	2.40	1.96	2.31	2.34	2.31	5.31	1.25	4.32		
7	19	1	0.77	1.50	0.97	1.56	0.91	1.53	2.89	1.97	2.68	1.16	19	1	0.70	0.89	0.57	0.66	0.54	0.71	1.54	0.86	1.53	0.67	
	19	2	0.71	0.69	0.77	0.84	1.00	1.21	1.34	3.46	0.87	3.21	19	2	0.43	0.69	0.30	0.48	0.42	0.62	0.53	1.94	0.49	1.97	
	20	1	0.58	0.83	0.74	0.94	0.91	1.41	2.96	1.94	2.84	1.23	20	1	0.39	0.71	0.30	0.51	0.40	0.65	1.36	0.96	1.57	0.80	
	20	2	0.67	0.74	0.77	0.92	0.99	1.29	1.29	3.63	0.86	3.30	20	2	0.37	0.77	0.25	0.56	0.39	0.66	0.53	2.01	0.52	2.00	
	21	1	0.55	0.86	0.73	0.94	0.90	1.41	2.96	1.96	2.83	1.26	21	1	0.34	0.78	0.26	0.53	0.37	0.67	1.35	0.96	1.56	0.79	
	21	2	0.67	0.73	0.75	0.89	0.98	1.29	1.28	3.61	0.86	3.30	21	2	0.36	0.73	0.24	0.56	0.39	0.66	0.53	2.00	0.52	2.00	
	22	1	0.55	0.86	0.71	0.95	0.89	1.41	2.95	1.95	2.84	1.26	22	1	0.33	0.78	0.27	0.55	0.38	0.67	1.35	0.96	1.55	0.80	
	22	2	0.68	0.71	0.83	0.90	0.99	1.29	1.26	3.54	0.86	3.30	22	2	0.39	0.69	0.29	0.52	0.40	0.66	0.56	2.02	0.51	2.01	
	23	1	0.61	0.82	0.77	0.89	0.91	1.32	2.94	1.79	2.83	1.18	23	1	0.40	0.72	0.32	0.47	0.41	0.63	1.42	0.91	1.55	0.76	
	23	2	1.28	0.95	1.26	1.26	1.01	1.40	1.21	3.62	0.82	3.09	23	2	0.88	0.84	0.53	0.68	0.57	0.70	0.65	1.89	0.54	1.71	
	24	1	0.86	2.24	1.05	1.04	0.80	1.52	2.85	2.04	2.49	1.35	24	1	0.80	1.41	0.58	0.69	0.48	0.95	1.56	0.91	1.59	0.84	
	24	2	1.61	1.30	0.75	1.17	0.96	1.64	1.14	3.30	0.75	3.39	24	2	0.54	1.00	0.09	0.89	0.30	0.99	0.43	2.13	0.36	2.37	
	25	1	0.79	2.30	0.78	0.96	0.71	1.90	2.81	2.02	2.32	1.63	25	1	0.36	1.36	0.12	0.89	0.28	1.07	1.29	1.15	1.25	1.12	
	25	2	1.51	1.37	0.71	1.29	0.81	1.83	1.12	3.60	0.58	3.57	25	2	0.57	1.00	0.10	0.87	0.30	1.03	0.51	2.31	0.30	2.49	
	26	1	0.71	2.28	0.75	0.99	0.72	1.94	2.82	2.04	2.35	1.64	26	1	0.38	1.28	0.11	0.87	0.27	1.06	1.45	1.24	1.30	1.17	
	26	2	1.52	1.36	0.71	1.29	0.86	1.88	1.13	3.60	0.58	3.57	26	2	0.60	1.00	0.11	0.89	0.30						

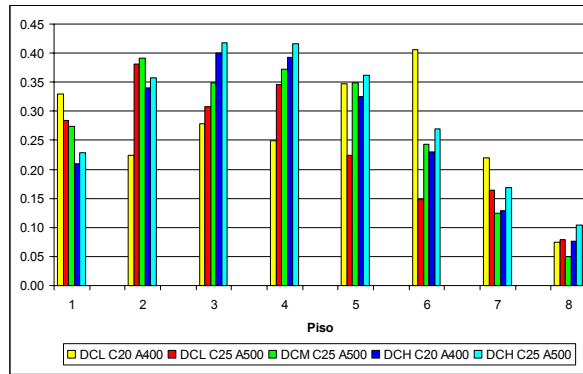


Fig. 7.14 – Índices de dano máximos atingidos nas vigas da direcção X das estruturas de 8 pisos.

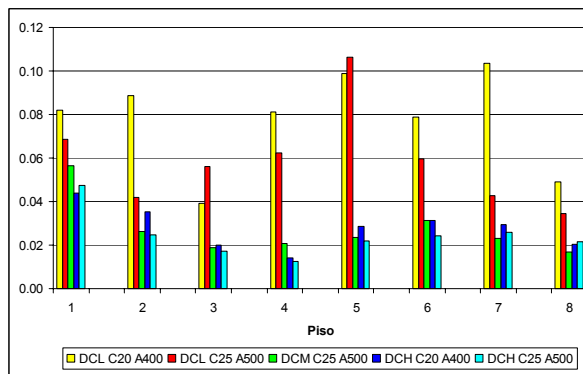


Fig. 7.15 – Índices de dano máximos atingidos nos pilares da direcção X das estruturas de 8 pisos.

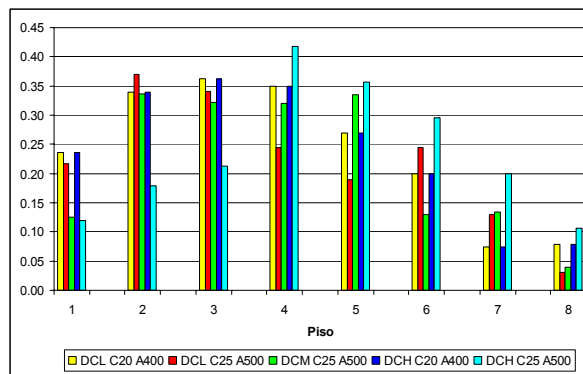


Fig. 7.16 – Índices de dano máximos atingidos nas vigas da direcção Y das estruturas de 8 pisos.

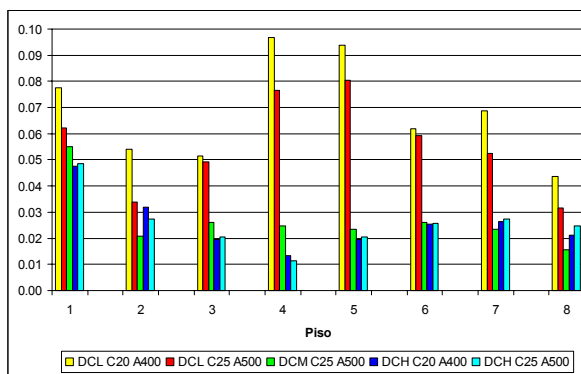


Fig. 7.17 – Índices de dano máximos atingidos nos pilares da direcção Y das estruturas de 8 pisos.

Relativamente aos índices de dano, verifica-se que, nos pilares, os valores de dano são baixos, enquanto que nas vigas são já atingidos valores com alguma relevância, especialmente nos pisos 2 a 6.

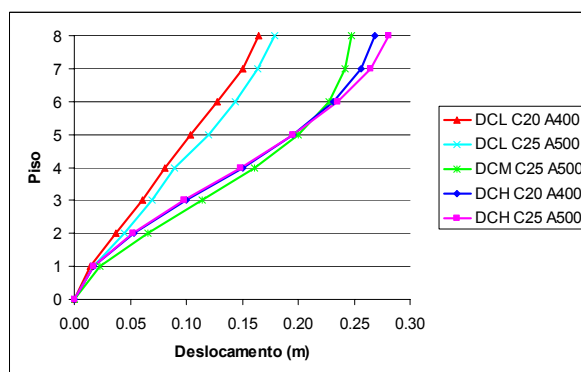


Fig. 7.18 – Deslocamentos horizontais máximos atingidos nas estruturas de 8 pisos segundo a direcção X.

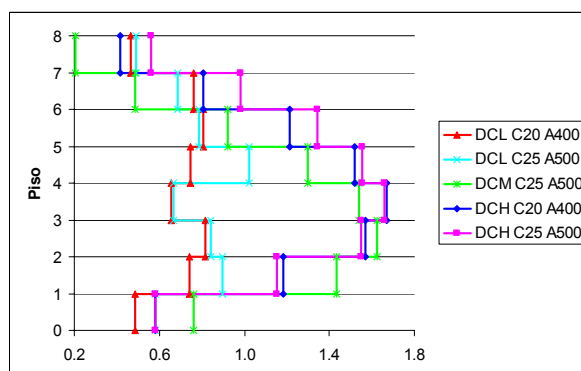


Fig. 7.19 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, atingidos nas estruturas de 8 pisos segundo a direcção X.

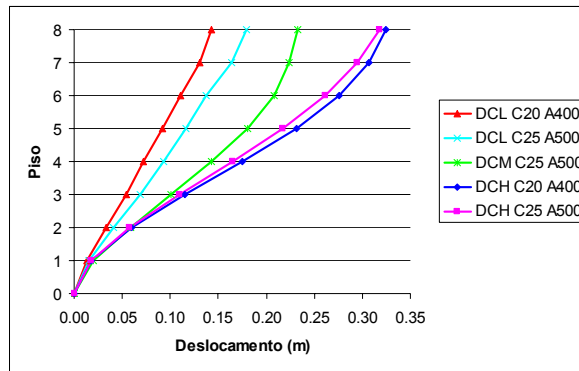


Fig. 7.20 – Deslocamentos horizontais máximos atingidos nas estruturas de 8 pisos segundo a direcção Y.

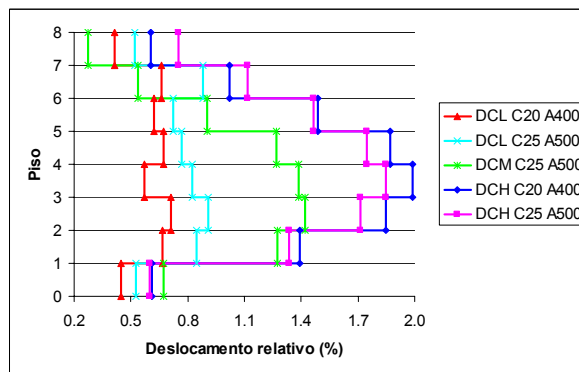


Fig. 7.21 – Deslocamentos entre pisos máximos, normalizados pela altura de piso, atingidos nas estruturas de 8 pisos segundo a direcção Y.

Relativamente à pormenorização de armaduras das estruturas, salienta-se que é necessário colocar varões diagonais em quase todas as vigas das estruturas associadas à classe de ductilidade média, de modo a verificar as disposições regulamentares relativas à resistência ao esforço transversal. Tal necessidade não se verificou, no entanto, no dimensionamento das restantes estruturas.

Verifica-se também que, nas diversas estruturas, em ambas as direcções e em quase todos os pisos, os deslocamentos máximos atingidos não permitem a verificação da condição para edifícios com elementos não estruturais construídos com materiais frágeis, fixos à estrutura e da condição para edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais.

Finalmente, apresenta-se no Quadro 7.14 o número de iterações que foram necessárias para atingir a convergência da solução estrutural para as estruturas de 8 pisos.

Quadro 7.14 – Número de iterações necessárias para atingir a convergência das estruturas de 8 pisos.

<i>Estrutura</i>	<i>Nº de iterações</i>
<i>DCL C20 A400</i>	<i>15</i>
<i>DCL C25 A500</i>	<i>11</i>
<i>DCM C25 A500</i>	<i>15</i>
<i>DCH C20 A400</i>	<i>12</i>
<i>DCH C25 A500</i>	<i>7</i>

No Quadro 7.15 são apresentados os coeficientes de segurança obtidos para as vigas e para os pilares.

Quadro 7.15 – Coeficientes de segurança dos elementos das estruturas de 8 pisos.

<i>Estrutura</i>	<i>Vigas</i>	<i>Pilares – dir. X</i>	<i>Pilares – dir. Y</i>
<i>DCL C20 A400</i>	<i>1.21</i>	<i>1.38</i>	<i>1.39</i>
<i>DCL C25 A500</i>	<i>1.22</i>	<i>1.39</i>	<i>1.39</i>
<i>DCM C25 A500</i>	<i>1.20</i>	<i>1.40</i>	<i>1.40</i>
<i>DCH C20 A400</i>	<i>1.21</i>	<i>1.40</i>	<i>1.40</i>
<i>DCH C25 A500</i>	<i>1.20</i>	<i>1.40</i>	<i>1.40</i>

## 7.6 Conclusões

Com base nos resultados obtidos das diversas estruturas dimensionadas é possível realizar uma apreciação global do dimensionamento sísmico de estruturas de betão armado baseado em análises não lineares dinâmicas.

Verificou-se que o método proposto permite, em termos gerais, atingir resultados adequados, de acordo quer com as normas regulamentares consideradas, quer com as regras especificamente definidas para este método, salientando-se, nomeadamente, a definição explícita de níveis de ductilidade em curvatura objectivos que procuram ser atingidos durante o processo de dimensionamento.

Foi, igualmente, possível observar que o modelo de dimensionamento proposto apresenta diferentes respostas consoante a classe de ductilidade da estrutura em causa. Assim, verificou-se que as maiores dificuldades em atingir a convergência da solução estrutural foram encontradas para as estruturas associadas à classe de ductilidade média.

A realização das análises não lineares dos comboios de pórticos é a principal responsável pelo considerável volume de tempo necessário para atingir a convergência da solução estrutural, o que dificulta a análise da sensibilidade do algoritmo a modificações implementadas.

Embora as estruturas dimensionadas no âmbito do capítulo 3 com base no EC2 (1998) e no EC8 (1994) não sejam exactamente iguais às consideradas no presente capítulo, nomeadamente em termos do carregamento estático considerado, é possível verificar uma tendência similar nas necessidades de armadura ou de dimensões de secções transversais entre as estruturas DCL C20 A400 e DCH C20 A400 e as estruturas EC8 DCL e EC8 DCH do capítulo 3.

Em termos globais, é possível afirmar que os objectivos pretendidos com o desenvolvimento deste modelo de dimensionamento sísmico foram atingidos, havendo no entanto, algum trabalho a desenvolver de forma a eliminar as dificuldades de convergência existentes nas estruturas da classe de ductilidade média.

## Capítulo 8

### Observações Finais e Acções Futuras

A variedade das características exibidas pelos sismos, a singularidade da sua ocorrência no tempo, a complexidade e diversidade do comportamento que induzem nas construções, os ainda limitados meios disponíveis para o estudo desses comportamentos e as consequências devastadoras que os sismos intensos originam na sociedade, justificam a especial atenção que a engenharia civil deve dispensar para o estudo destes fenómenos naturais.

Os diversos conhecimentos e lições que derivam das múltiplas ocorrências de sismos intensos durante o passado, bem como a importância dos consequentes desastres económicos, levaram a engenharia sísmica a concentrar esforços na tentativa de descobrir novas formas de minimizar os danos, as probabilidades de rotura das construções e as perdas de vidas.

Neste contexto, foram abordados ao longo deste trabalho vários aspectos do dimensionamento de estruturas à acção sísmica bem como do comportamento das construções sujeitas a sismos. Foram analisados alguns dos métodos actualmente disponíveis para o dimensionamento sísmico de estruturas. Foi, igualmente, desenvolvido um novo método de dimensionamento sísmico cuja premissa fundamental reside na análise não linear dinâmica da estrutura que fornece a distribuição de esforços que serve de base à definição da pormenorização de armaduras.

Relativamente aos métodos actualmente disponíveis que foram abordados, foi comparado o comportamento de estruturas dimensionadas de acordo com a actual regulamentação portuguesa e com a futura regulamentação europeia. Foram, ainda, dimensionadas algumas estruturas de acordo com o dimensionamento baseado em deslocamentos, um novo modelo cujos princípios fundamentais foram apresentados, analisando-se as dificuldades da sua aplicação, bem como as suas principais vantagens.

As diversas comparações efectuadas resultaram da realização dum conjunto de análises não lineares dinâmicas de pórticos representativos de cada estrutura dimensionada.

A análise dos resultados obtidos permitiu concluir que a actual regulamentação portuguesa conduz a soluções de dimensionamento das estruturas cujo comportamento, para a acção sísmica de projecto, é adequado, exibindo essas estruturas, no entanto, um comportamento inadequado para maiores intensidades da acção.

Relativamente às estruturas dimensionadas com base na futura regulamentação europeia, verificou-se que o comportamento exibido por essas estruturas é adequado para as diferentes intensidades da acção consideradas, e deriva da importante influência das regras de dimensionamento mais severas preconizadas pelo EC8 (1994).

No que respeita ao dimensionamento baseado em deslocamentos, verificou-se que as estruturas dimensionadas com base neste método exibiam um comportamento adequado, de acordo com as premissas subjacentes a este método, tendo sido, no entanto, observado que as várias deformadas admitidas para as diferentes estruturas no dimensionamento apenas foram atingidas para intensidades superiores à acção de projecto. Tal permite verificar que as regras de dimensionamento consideradas conduzem a estruturas sobredimensionadas em relação ao pretendido (atingir a deformada admitida para a intensidade da acção de projecto). Concluiu-se existir a necessidade de formular regras de dimensionamento específicas para este método de forma a que o nível de deformação específico admitido no dimensionamento seja efectivamente atingido para a intensidade da acção em consideração.

Na segunda parte deste trabalho foi apresentado um novo modelo de dimensionamento sísmico baseado na análise não linear dinâmica das estruturas. A consideração deste tipo de análise estrutural de forma participativa ao nível do dimensionamento representa uma abordagem inovadora, dado serem, geralmente, apenas consideradas ao nível da verificação do comportamento estrutural após o dimensionamento.

A aplicação do modelo de dimensionamento desenvolvido a vários exemplos permitiu avaliar o seu comportamento, bem como as dificuldades encontradas no processo de convergência para uma solução estrutural.

Verificou-se que a convergência era mais dificilmente atingida nas estruturas associadas à classe de ductilidade média. Apesar disso, verificou-se que os principais objectivos do modelo desenvolvido foram atingidos, sendo possível dimensionar estruturas cujo comportamento dinâmico está optimizado em função do nível de exploração da ductilidade permitido.

As soluções estruturais determinadas pelo modelo proposto consoante a classe de ductilidade em consideração reflectem o tipo de solução e de comportamento esperados, sendo, inclusivamente, possível verificar algumas semelhanças entre as soluções estruturais obtidas e as das estruturas dimensionadas no âmbito do capítulo 3 com base no EC2 (1998) e no EC8 (1994), embora estas últimas não sejam exactamente iguais às consideradas no capítulo 7 em termos do carregamento estático.

Por fim, salienta-se que o considerável volume de tempo necessário para a realização das análises não lineares dinâmicas dos comboios de pórticos é o principal responsável pelo tempo necessário para atingir a convergência da solução estrutural sendo, igualmente, um importante obstáculo à possibilidade de efectuar análises em tempo útil para avaliar a sensibilidade do algoritmo a modificações implementadas.

Dos diversos trabalhos que podem ser desenvolvidos na sequência deste, destacam-se, em seguida, alguns de maior interesse.

Relativamente à primeira parte deste trabalho, salienta-se a necessidade de mais estudos acerca do dimensionamento baseado em deslocamentos, devendo incidir, como já referido, no desenvolvimento de regras de dimensionamento específicas para este método.

Deverão igualmente ser realizados estudos mais aprofundados acerca da relação entre o coeficiente de amortecimento e a ductilidade em curvatura ou em deslocamentos e acerca da relação entre a ductilidade em curvatura e a ductilidade em deslocamentos. Outro problema cuja resolução é decisiva para uma possível aplicação deste método sem restrições, reside na limitação imposta pelos espectros de resposta regulamentares no deslocamento máximo passível de ser atingido, por via dum período limite a partir do qual as ordenadas do espectro são constantes.

Relativamente ao modelo de dimensionamento proposto, uma primeira linha de desenvolvimentos deverá consistir na identificação concreta das dificuldades de convergência das estruturas associadas à classe de ductilidade média e no desenvolvimento de estratégias alternativas para ser atingida a convergência para a solução estrutural.

Outro possível desenvolvimento consiste na implementação dum modelo estrutural espacial para a análise dinâmica, de forma a definir com maior realismo o comportamento das estru-

turas, em especial, o efeito da torção global, como por exemplo, um modelo de três graus de liberdade por piso.

Além das referidas implementações, poderão, igualmente, ser desenvolvidas regras de dimensionamento complementares cujo campo de aplicação contemple estruturas com paredes resistentes e estruturas com irregularidades em planta e em altura. Relativamente a este aspecto, diferentes disposições regulamentares preconizadas por regulamentos internacionais deverão ser analisadas, de forma a serem definidas as regras consideradas mais adequadas.

Finalmente, refere-se que a avaliação da segurança estrutural, através do cálculo da probabilidade de rotura, será outro aspecto a ter em consideração em futuros desenvolvimentos. O cálculo dessa probabilidade de rotura poderá correlacionar as variáveis índice de dano, ductilidade atingida, deslocamentos de piso e os coeficientes de segurança.

## Referências Bibliográficas

### A

Architectural Institute of Japan, (1990), *Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on ultimate Strength Concept*, 337 pp.

Anastassiadis, K., Avramidis, I. E., Athanatopoulou, A., (1998), *Critical Comments on Eurocode 8 – Parts 1-1 and 1-2*, *Proceedings of the 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, France.

Ang, A. H-S., Kim, W., Kim, S., (1993), *Damage Estimation of Existing Bridge Structures*, *Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation, Proceedings of the ASCE Structures Congress*, Irvine CA, Vol. 2.

Arêde, A., (1992), *Modelos de Análise de Estruturas de Edifícios Sujeitos à Acção Sísmica - Efeito Conjunto das suas Componentes*, Tese de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Arêde, A., (1997), *Seismic Assessment of RC Frame Structures with a New Flexibility Based Element*, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Arêde, A., Pinto, A. V., (1996), *Reinforced Concrete Global Section Modelling: Definition of Skeleton Curves*, Special Publication No.I.96.36, ISIS, JRC, Ispra, Italy.

## B

Bento, R., (1996), *Avaliação do Comportamento Sísmico de Estruturas Porticadas de Betão Armado*, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, IST, Lisboa.

Bertero, V. V., (1996), *The Need for Multi-Level Design Criteria*, *Proceedings of the 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, Paper n°2120.

Bertero, V. V., (1997), *Performance-Based Seismic Engineering: A Critical Review of Proposed Guidelines*, *Proceedings of the Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Bled, Slovenia, Balkema, Rotterdam.

Blume, J. A., Newmark, N. M., Corning, L. H., (1961), *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA.

Brito, J., Gomes, A., (1996), *Análise Comparativa da Aplicação do REBAP e do Eurocódigo 8 a Estruturas Reticuladas de Betão Armado*, *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, n°41, pp. 29-48.

## C

Calvi, G. M., Kingsley G. R., (1995), *Displacement-Based Seismic Design of Multi-Degree-of-Freedom Bridge Structures*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, pp. 1247-1266.

Calvi, G. M., Pavese, A., (1995), *Displacement Based Design of Building Structures*, 5<sup>th</sup> SECED Conference on European Seismic Design Practice-Research and Application, pp. 127-132.

Campos Costa, A., (1993), *A Acção dos Sismos e o Comportamento das Estruturas*, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Carvalho, E. C., Oliveira, C. S., Costa, A. C., Sousa, M. L., (1999), *Definição da Acção Sísmica no Âmbito do Documento Nacional de Aplicação (DNA) do Eurocódigo 8*, 4º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, Faro.

CEB, (1994), *Behaviour and Analysis of Reinforced Concrete Structures Under Alternate Actions Inducing Inelastic Response*, Comité Euro-International du Béton, Bulletin n°220, Vol. 2.

CEB, (1998), *Seismic Design of Reinforced Concrete Structures for Controlled Inelastic Response*, Comité Euro-International du Béton, Bulletin n°240.

CEC, (1988), *Background Documents for Eurocode 8 Part 1 Volume 2 – Design Rules*, Industrial Processes, Building and Civil Engineering, DGIII/8076/89EN.

Clough, R. W., Penzien, J., (1993), *Dynamics of Structures*, Mc Graw Hill, 2º Ed.

Coelho, E., (1992), *Comportamento Sísmico de Estruturas em Pórtico de Betão Armado*, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, IST.

COMPACT, (1996), *Computer Aided Concrete Teaching*, Teaching and Learning Technology Programme Phase 2 Project, Parceiros de Consórcio: Dr. Ban Seng Choo (Nottingham University), Prof. Andrew Beeby (University of Leeds) e Dr John Newman (Imperial College of Science, Technology and Medicine), <http://www.compact.org.uk>.

Costa, A. G., (1989), *Análise Sísmica de Estruturas Irregulares*, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Costa, A. G., Costa, A. C., (1987), *Modelo Histerético das Forças-Deslocamentos Adequado à Análise Sísmica de Estruturas*, Relatório Técnico, Núcleo de Dinâmica Aplicada, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

## D

Delgado, P. S., (2000), *Vulnerabilidade Sísmica de Pontes*, Tese de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP.

De Stefano, M., Nudo, R., Viti, S., (2001), *The Influence of P- $\Delta$  Effects on Seismic Response of RC Framed Structures*, *Proceedings of the 3<sup>rd</sup> Earthquake Resistant Engineering Structures*, Malaga, Spain.

Dias da Silva, V., (1995), *Mecânica e Resistência dos Materiais*, Ediliber, Coimbra.

DNA-EC1, (1994), *Documento Nacional de Aplicação: Eurocódigo 1 – Bases de Projecto e Acções em Estruturas*, prENV 1991-1, Comité Européen de Normalisation.

DNA-EC8, (2000), *Documento Nacional de Aplicação: Eurocódigo 8 – Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes: Parte 1: Regras Gerais. Parte 1-1: Acções Sísmicas e Requisitos Gerais para as Estruturas; Parte 1-2: Regras Gerais para Edifícios*, ENV 1998-1-1 e 1-2, Comité Européen de Normalisation.

## E

EC1, (1994), *Eurocódigo 1 – Bases de Projecto e Acções em Estruturas*, ENV 1991-1, Comité Européen de Normalisation.

EC2, (1984), *Eurocode 2 – Common Unified Rules for Concrete Structures*, Report EUR 8848EN, Commission of the European Communities.

EC2, (1998), *Eurocódigo 2 – Projecto de Estruturas de Betão - Parte 1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*, ENV 1992-1-1, Comité Européen de Normalisation.

EC2, (2001), *Eurocode 2 – Design of Concrete Structures - Part 1: General Rules and Rules for Buildings*, prENV 1992-1-1 (2<sup>nd</sup> draft), Comité Européen de Normalisation.

EC3, (1992), *Eurocódigo 3 – Projecto de Estruturas de Aço - Parte 1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*, ENV 1993-1-1, Comité Européen de Normalisation.

EC8, (1988), *Eurocode 8 – Structures in Seismic Regions - Design, Part. 1, General and Building*, Report EUR 12266EN, Commission of the European Communities.

EC8, (1994), *Eurocode 8 – Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures: Part 1: General Rules. Part 1-1: Seismic Actions and General Requirements for Structures; Part 1-2: General Rules for Buildings; Part 1-3: Specific Rules for Various Materials and Elements*, ENV 1998-1-1, 1-2 and 1-3, Comité Européen de Normalisation.

Eto, H., Takeda, T., (1980), *Dynamic Collapse Tests of Reinforced Concrete Frame Structures with a Column Subjected to High Compression Stress*, *Proceedings of the 7<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Istanbul, Turkey.

## F

Fajfar, P., Fischinger, M., (1998), *Experience in the Application of Eurocode 8 to Seismic Analysis and Design of Buildings and Bridges*, *Proceedings of the 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, France.

FEMA 273, (2000), *FEMA 273 — NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency,  
<http://ww2.degenkolb.com/fema273/intro.html>.

## G

Gulkan, P., Sozen, M., (1974), *Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motion*, *ACI Journal*, n° 71, pp. 604-610.

## H

Hamburger, R. O., (1996), *Implementing Performance Based Seismic Design in Structural Engineering Practice*, *Proceedings of the 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, Paper n°2121.

## K

Kappos, A., (1991), *Analytical Prediction of the Collapse Earthquake for R/C Buildings: Suggested Methodology*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20.

Kowalsky, M. G., Priestley, M. J. N., MacRae, G. A., (1995), *Displacement Based Design of RC Bridge Columns in Seismic Regions*, *Earthquake Engineering Structures and Structural Dynamics*, Vol. 24, pp. 1623-1643.

Krawinkler, H., Seneviratna, G. D. P. K., (1998), *Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation*, Engineering Structures, Vol. 20, N° 4-6, pp. 452-464.

## L

Lima, J. D'A., Monteiro, V., Mun, M., (1985), *Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

## M

MacGregor, J. G. Hage, S. E., (1977), *Stability Analysis and Design of Concrete Frames*, ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 103, ST10.

Menun, C., Der Kiureghian, A., (1998), *A Replacement for the 30%, 40% and SRSS Rules for Multicomponent Seismic Analysis*, Earthquake Spectra, Vol. 14(1), pp. 153-163.

Moehle, J. P., (1992), *Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquake*, Earthquake Spectra Vol. 8(3), pp. 403-428.

## N

Necevaska-Cvetanovska, G. S., Petrushevka, R. P., (2000), *Methodology for Seismic Design of R/C Building Structures*, Proceedings of the 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Paper n°1121.

Negro, P., Verzeletti, G., Magonette, G. E., Pinto, A. V., (1994), *Tests on a Four Storey Full-Scale RC Frame Designed According to Eurocodes 8 and 2: Preliminary Report*, Report No.15879 EN. STI, CEC, JRC, Ispra, Italy.

Newmark, N. M., Hall, W. J., (1982), *Earthquake Spectra and Design*, EERI Berkeley.

Newmark, N. M., Rosenblueth, E., (1971), *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, USA.

**O**

Otani, S., (1997), *Development of Performance-Based Design Methodologies in Japan*, Proceedings of the Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled, Slovenia, Balkema, Rotterdam.

**P**

Panagiotakos, T. B., Fardis, M. N., (2001), *A Displacement-Based Seismic Design Produced for RC Buildings and Comparison with EC8*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 30, pp. 1439-1462.

Panetsos, P. K., Anastassiadis, K. K., (1998), *Evaluation of the Most Unfavourable Combinations of Simultaneous Element Forces, for the Design of R/C Cross Sections Subjected to Isotropic Seismic Excitation*, Proceedings of the 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France.

Park, R., Paulay, T., (1975), *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons Inc., pp. 554-561.

Park, R., Priestley, M. J. N., Gill, W.D., (1982), *Ductility of Square Confined Concrete Columns*, ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 108, No.4.

Park, Y. J., Ang, A. H-S., (1985), *Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete*, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 111 n° 4.

Park, Y. J., Ang, A. H-S., Wen, Y. K., (1985), *Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings*, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 111 n° 4.

Paulay, T., Priestley, M. J. N., (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons Inc., pp. 92-94, pp. 240-250.

Paz, M., (1997), *Structural Dynamics – Theory and Computation*, Chapman and Hall, 4<sup>a</sup> Ed, pp. 721-722.

Pinto, A., (1997), *Desempenho das Estruturas sob Acções Sísmicas*, Tese de Doutoramento em Engenharia Mecânica, IST, Lisboa.

Poland, C. D., Horn, D. B., (1997), *Opportunities and Pitfalls of Performance Based Seismic Engineering*, *Proceedings of the Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Bled, Slovenia, Balkema, Rotterdam.

Priestley, M. J. N., Park, R., (1984), *Strength and Ductility of Bridge Substructures*, Research Report 84-20, University of Canterbury, New Zealand.

Priestley, M. J. N., Park, R., (1987), *Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading*, ACI, Structural Journal, n° 84-S8.

Priestley, M. J. N., (1993), *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – Conflicts Between Design and Reality*, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 26, n° 3.

Priestley, M. J. N., (1998), *Displacement-Based Approaches to Rational Limit States Design of New Structures*, Closing Lecture, *Proceedings of the 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, France.

Priestley, M. J. N., (2000), *Performance Based Seismic Design*, *Proceedings of the 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, Paper n° 2831.

## R

REBAP, (1983), *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*, Decreto Lei n° 349-C/83 de 30 de Julho, Imprensa Nacional - Casa da Moeda, E. P.

Roufaiel, M. S. L., Meyer, C., *Analytical Modelling of Hysteretic of R/C Frames*, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 113, n°3.

RSA, (1983), *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Decreto Lei n° 235/83 de 31 de Maio, Porto Editora.

## S

SEAOC VISION 2000 Committee, (1995), *Performance-Based Seismic Engineering*, Report prepared by Structural Engineers Association of California. Sacramento, California, USA.

Shibata, A., Sozen, M., (1976), *Substitute Structure Method for Seismic Design in R/C*, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 102, pp. 1-18.

Shimazaki, K., (2000), *Evaluation of Structural Coefficient by Displacement Response Estimation Using the Equivalent Linear Method*, Proceedings of the 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Paper n° 295.

Sozen, M., (1981), *Review of Earthquake Response of RC Buildings with a View to Drift Control*, State-of-the Art in Earthquake Engineering, Kelaynak Press, Ankara, Turkey.

## T

Tassios, T. P., (1998), The Seismic Design – State of Practice, Invited Lecture, *Proceedings of the 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, France.

## V

Vanmarcke, E. H., Cornell, C. A., Gasparini, D. A. and Hou, S. N., (1969), *SIMQKE – Simulation of Earthquake Ground Motions*, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, USA.

Varum, H., (1995), *Modelo Numérico para a Análise Sísmica de Pórticos Planos de Betão Armado*, Tese de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP.

Vaz, C. T., (1992), *Comportamento Sísmico de Pontes com Pilares de Betão Armado*; Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP/LNEC, Porto.

## W

Wang, M. L., Shah, S. P., (1987), ***Reinforced Concrete Hysteresis Model Based on the Damage Concept***, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15.

Whittaker, A., (2001), ***CIE 525 - Reinforced Concrete Structures Lectures***, Department of Civil, Structural, and Environmental Engineering, University at Buffalo, Buffalo, New York, USA, <http://overlord.eng.buffalo.edu/ClassHomePages/cie525/Lectures/Lecture01.pdf>.

Wilson, E., *et al*, (1995), ***A Clarification of the Orthogonal Effects in a Three-Dimensional Seismic Analysis***, Earthquake Spectra, Vol. 11(4), pp. 659-666.

## Anexo A1

# Relação Analítica entre Ductilidade em Deslocamentos e Ductilidade em Curvaturas Considerada no Dimensionamento Baseado em Deslocamentos

De acordo com Park e Paulay (1975) a ductilidade em deslocamentos  $\mu_\delta$  duma estrutura de altura  $(n \cdot l_c)$ , cujo mecanismo de colapso é constituído por rótulas plásticas localizadas nas extremidades das vigas e na extremidade inferior dos pilares do 1º piso, Fig. (A1.1), pode ser definida por:

$$\mu_\delta = 1 + (n \cdot l_c - 0.5L_{pc}) \frac{l_b}{l} \cdot \frac{\theta_{pb}}{\Delta_y} \quad (\text{A1.1})$$

onde  $n$  é o número de pisos,  $l_c$  é a altura média de cada piso,  $l_b$  é a distância entre os pontos de inflexão,  $l$  é o vão médio das vigas,  $\Delta_y$  é o deslocamento de cedência médio dos pilares do piso

$n$  e  $\theta_{pb}$  é a rotação plástica mais desfavorável numa das rótulas plásticas das vigas e que, por sua vez, pode ser definida por:

$$\theta_{pb} = (\varphi_{ub} - \varphi_{yb})L_{pb} \quad (A1.2)$$

onde  $\varphi_{ub}$  representa a curvatura última na rótula plástica,  $\varphi_{yb}$ , a curvatura de cedência, e  $L_{pb}$ , o comprimento de rótula plástica da viga.

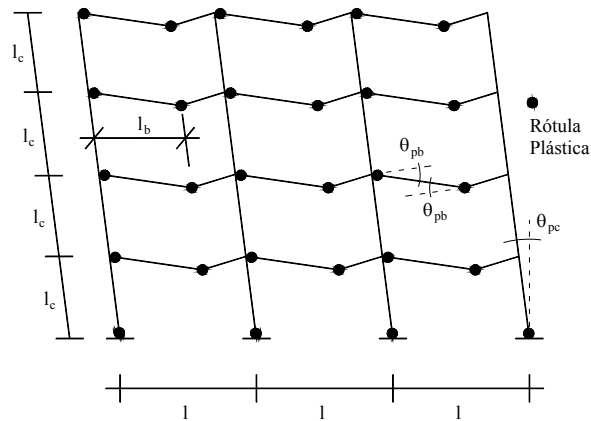


Fig. A1.1 – Mecanismo de colapso admitido.

Considerando que a referida ductilidade em deslocamentos  $\mu_{\delta}$  não é medida ao nível do piso  $n$ , mas sim ao nível do centro de gravidade das forças sísmicas à altura  $h_{cg}$ , a Eq. (A1.1) transforma-se em:

$$\mu_{\delta} = 1 + (h_{cg} - 0.5L_{pc}) \cdot \frac{l_b}{l} \cdot \frac{\theta_{pb}}{\Delta_y} \quad (A1.3)$$

sendo  $\theta_{pb}$ , agora, definido por:

$$\theta_{pb} = (\varphi_{ub} - \varphi_{cg,yb})L_{pb} \quad (A1.4)$$

onde  $\varphi_{cg,yb}$  representa a curvatura de cedência das vigas no centro de gravidade das forças sísmicas à altura  $h_{cg}$ .

Substituindo a Eq. (A1.4) na Eq. (A1.3) e considerando a ductilidade em curvatura

$\mu = \frac{\varphi_{ub}}{\varphi_{cg,yb}}$ , obtém-se, resolvendo em função de  $\mu$ :

$$\mu = \frac{(\mu_{\delta} - 1) \cdot l \cdot \Delta_y}{\varphi_{cg,yb} \cdot l_b \cdot L_{pb} \cdot (h_{cg} - 0.5L_{pc})} + 1 \quad (A1.5)$$

Por outro lado, os referidos autores sugerem que o deslocamento de cedência  $\Delta_y$  ao nível do piso  $n$  da estrutura pode ser calculado por:

$$\Delta_y = \frac{l_c^2}{6} \alpha \cdot \varphi_{yb} \left[ \left( n + \frac{1}{3} \right) + (n - 1) \right] \quad (A1.6)$$

onde  $\alpha$  é um coeficiente que relaciona a curvatura de cedência das vigas  $\varphi_{yb}$  com a curvatura dos pilares  $\varphi_c$  através de:

$$\alpha = \frac{\varphi_c}{\varphi_{yb}} \quad (A1.7)$$

Resolvendo a Eq. (A1.6) em ordem a  $\varphi_{yb}$ , obtém-se:

$$\varphi_{yb} = \frac{3\Delta_y}{\alpha \cdot l_c^2 \cdot \left( n - \frac{1}{3} \right)} \quad (A1.8)$$

Considerando que a curvatura de cedência das vigas no centro de gravidade  $\varphi_{cg,yb}$  das forças sísmicas pode ser obtida por:

$$\varphi_{cg,yb} = \frac{3 \cdot h_{cg} \cdot \Delta_y}{n \cdot \alpha \cdot l_c^3 \cdot \left( n - \frac{1}{3} \right)} \quad (A1.9)$$

obtem-se, substituindo a Eq. (A1.9) na Eq. (A1.5):

$$\mu = \frac{(\mu_{\delta} - 1) \cdot n \cdot l \cdot \alpha \cdot l_c^3 \left( n - \frac{l}{3} \right)}{3h_{cg} \cdot l_b \cdot L_{pb} \cdot (h_{cg} - 0.5L_{pc})} + 1 \quad (\text{A1.10})$$

Considerando a sugestão dos referidos autores de tomar  $l_b \approx \frac{2}{3}l$  resulta:

$$\mu = \frac{(\mu_{\delta} - 1) \cdot n \cdot \alpha \cdot l_c^3 \left( n - \frac{l}{3} \right)}{2h_{cg} \cdot L_{pb} \cdot (h_{cg} - 0.5L_{pc})} + 1 \quad (\text{A1.11})$$

## Anexo A2

# Diâmetro de Varão Máximo da Armadura Longitudinal das Vigas Admissível em Nós Viga-Pilar Interiores – Nova Formulação

A dedução duma nova expressão que defina o diâmetro de varão máximo da armadura longitudinal das vigas admissível em nós viga-pilar interiores, quando num dos lados do referido nó não está instalada a tensão de cedência nas armaduras, é realizada com base na formulação exposta em CEC (1988).

O valor das forças que actuam num nó viga-pilar depende do seu estado de fendilhação durante o processo de mudança do sentido de flexão.

Considerando a Fig. A2.1, e admitindo que a fenda F1-F1 está totalmente aberta (armadura superior do lado direito do nó viga-pilar em cedência à tracção) e que a fenda de compressão F2-F2 está meia fechada (armadura superior do lado esquerdo do nó viga-pilar solicitada por uma tensão de compressão  $\sigma_{ef}$  inferior à tensão de cedência), a força  $C_{s_l}$  é dada por, CEC (1988),

$$C_{s_l} = A_s \cdot f_{syd} \quad (A2.1)$$

onde  $A_s$  representa a área da armadura de tracção convergente no nó viga pilar e  $f_{syd}$ , o valor de cálculo da tensão de cedência do aço, e a força  $C_{s_2}$  é, aproximadamente, dada por, CEC (1988),

$$C_{s_2} \cong A'_s \cdot \sigma_{ef} \cdot \frac{q}{q_0} \frac{\rho}{\rho_{max}} \quad (A2.2)$$

onde  $A'_s$  representa a área da armadura de compressão convergente no nó viga pilar,  $q$ , o coeficiente de comportamento,  $q_0$ , o coeficiente de comportamento de base,  $\rho$ , a percentagem de armadura de tracção e  $\rho_{max}$ , a percentagem máxima de armadura de flexão.

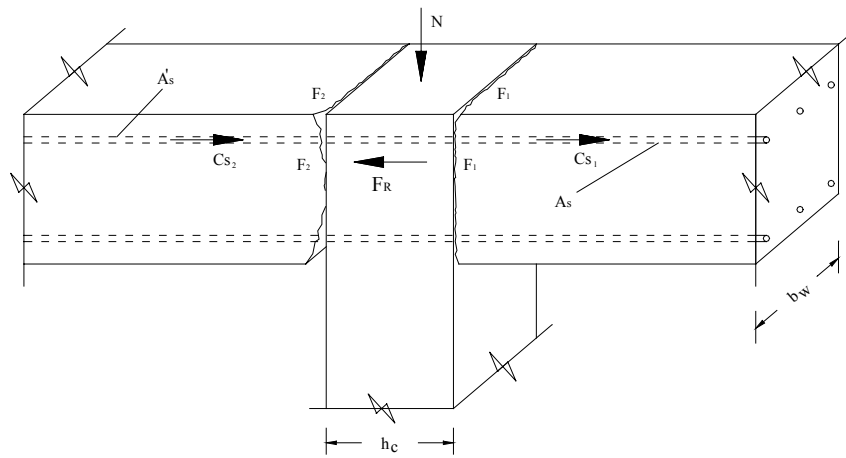


Fig. A2.1 – Nó viga-pilar.

A relação  $q/q_0$  tem como objectivo fundamental a contabilização das incursões em regime pós-cedência. Quanto maiores essas incursões, maiores serão as larguras de fendas residuais após a mudança do sentido de flexão nas zonas inicialmente à tracção. Em termos práticos, pode considerar-se que  $q \geq q_0$  e que  $q_0 \cong 4.0$ .

Por outro lado, quanto maior o valor da percentagem de armadura  $\rho_{max}$ , maior será a tensão de aderência que impede o fecho duma fenda aberta.

Atendendo às forças definidas, o somatório das forças  $F_S$  que solicitam um varão da armadura superior é:

$$F_S = \frac{\pi \cdot d_{bl}^2}{4} \left( 1 + \frac{q}{4} \frac{\sigma_{ef}}{f_{syd}} \frac{\rho'}{\rho} \frac{\rho}{\rho_{max}} \right) f_{syd} \cdot \gamma_{Rd} \quad (A2.3)$$

onde  $\gamma_{Rd}$  tem em conta a sobre-resistência do aço das armaduras longitudinais das vigas e considerando

$$\frac{A'_s}{A_s} = \frac{\rho'}{\rho} \quad (\text{A2.4})$$

onde  $\rho'$  é a percentagem de armadura de compressão.

Por outro lado, o somatório das forças resistentes  $F_R$  que actuam, igualmente, no referido varão vem dado por, CEC (1988),

$$F_R = \frac{2}{3} 3.5 f_{ctm} \cdot 0.8 h_c \pi \cdot d_{bl} + \mu_F \cdot \nu_d \frac{b_c}{b_w} h_c f_{cd} d_{bl} \quad (\text{A2.5})$$

onde  $f_{ctm}$  representa o valor médio da tensão resistente do betão à tracção,  $h_c$ , a dimensão do pilar paralela à viga,  $d_{bl}$ , o diâmetro da armadura longitudinal da viga,  $\mu_F$ , um coeficiente de fricção,  $\nu_d$ , o esforço axial reduzido do pilar,  $b_w$ , a dimensão da base da viga,  $b_c$ , a dimensão do pilar perpendicular à viga e  $f_{cd}$ , o valor de cálculo da tensão resistente à compressão do betão.

Na Eq. (A2.5), a primeira parcela representa a contribuição das tensões de aderência, cuja distribuição se assume ser parabólica ao longo dum comprimento igual a  $0.8h_c$  e com um valor máximo de  $3.5f_{ctm}$ , enquanto a segunda parcela representa a contribuição de tensões de aderência adicionais que resultam de tensões de fricção que, por sua vez, são obtidas por um mecanismo associado ao esforço axial  $N$  que actua no pilar convergente no referido nó (ou, pelo menos, da parte do esforço axial que actua directamente sobre a armadura).

Atendendo às Eq. (A2.3) e (A2.5), o equilíbrio de forças no referido varão deve verificar a seguinte condição:

$$\frac{\pi \cdot d_{bl}^2}{4} \left( 1 + \frac{q}{4} \frac{\sigma_{ef}}{f_{syd}} \frac{\rho'}{\rho_{max}} \right) f_{syd} \cdot \gamma_{Rd} \leq \frac{2}{3} 3.5 f_{ctm} \cdot 0.8 h_c \pi \cdot d_{bl} + \mu_F \cdot \nu_d \frac{b_c}{b_w} h_c f_{cd} d_{bl} \quad (\text{A2.6})$$

Resolvendo a Eq. (A2.6) em relação a  $\frac{d_{bl}}{h_c}$ , obtém-se:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq 4 \frac{\frac{2}{3} 3.5 f_{ctm} \cdot 0.8 + \mu_F \cdot \nu_d \frac{b_c}{b_w} \frac{f_{cd}}{\pi}}{\left(1 + \frac{q}{4} \frac{\sigma_{ef}}{f_{syd}} \frac{\rho'}{\rho_{max}}\right) f_{syd} \cdot \gamma_{Rd}} \quad (A2.7)$$

Considerando as seguintes simplificações, igualmente, admitidas em CEC (1988),

$$\frac{b_c}{b_w} \approx 1 \quad (A2.8)$$

$$f_{ctm} \approx 0.15 f_{cd} \quad (A2.9)$$

e considerando

$$\mu_F = 0.7 \quad (A2.10)$$

em vez de  $\mu_F = 0.75$ , como considerado em CEC (1988), obtém-se

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7.5 f_{ctm} (1 + 0.8 \nu_d)}{\left(1 + \frac{q}{4} \frac{\sigma_{ef}}{f_{syd}} \frac{\rho'}{\rho_{max}}\right) f_{syd} \cdot \gamma_{Rd}} \quad (A2.11)$$

Verifica-se que a Eq. (A2.12) é semelhante à Eq. (6.21) caso se considere

$$k_d = \frac{q}{4} \quad (A2.12)$$

$$\frac{d_{bl}}{h_c} = \frac{7.5 f_{ctm}}{\gamma_{Rd} f_{syd}} \frac{1 + 0.8 \nu_d}{1 + k_d \frac{\rho'}{\rho_{max}} \frac{\sigma_{ef}}{f_{syd}}} \quad (A2.13)$$

## Anexo A3

# Relação Analítica entre Ductilidade em Deslocamentos e Ductilidade em Curvaturas Considerada no Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado Baseado em Análises Não Lineares Dinâmicas

De acordo com Park e Paulay (1975) a ductilidade em deslocamentos  $\mu_\delta$  duma estrutura de altura  $(n \cdot l_c)$ , cujo mecanismo de colapso é constituído por rótulas plásticas localizadas nas extremidades das vigas e na extremidade inferior dos pilares do 1º piso, Fig. (A3.1), pode ser definida por:

$$\mu_\delta = 1 + (n \cdot l_c - 0.5L_{pc}) \frac{l_b}{l} \cdot \frac{\theta_{pb}}{\Delta_y} \quad (\text{A3.1})$$

onde  $n$  é o número de pisos,  $l_c$  é a altura média de cada piso,  $l_b$  é a distância entre os pontos de inflexão,  $l$  é o vão médio das vigas,  $\Delta_y$  é o deslocamento de cedência médio dos pilares do piso  $n$  e  $\theta_{pb}$  é a rotação plástica mais desfavorável numa das rótulas plásticas das vigas e que, por sua vez, pode ser definida por:

$$\theta_{pb} = (\varphi_{ub} - \varphi_{yb})L_{pb} \quad (A3.2)$$

onde  $\varphi_{ub}$  representa a curvatura última na rótula plástica,  $\varphi_{yb}$ , a curvatura de cedência, e  $L_{pb}$ , o comprimento de rótula plástica da viga.

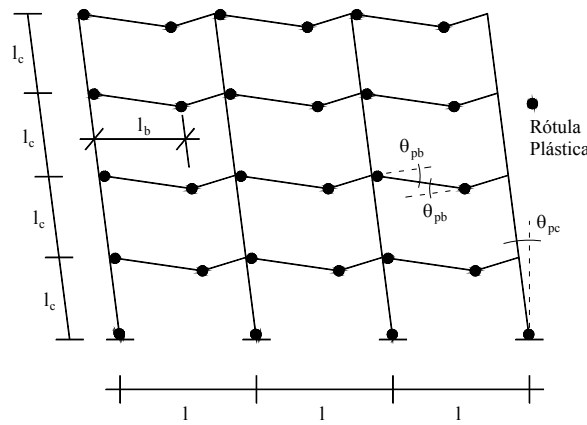


Fig. A3.1 – Mecanismo de colapso admitido.

Substituindo a Eq. (A3.2) na Eq. (A3.1) e considerando a ductilidade em curvatura

$\mu = \frac{\varphi_{ub}}{\varphi_{yb}}$ , obtém-se, resolvendo em função de  $\mu$ :

$$\mu = \frac{(\mu_{\delta} - 1) \cdot l \cdot \Delta_y}{\varphi_{yb} \cdot l_b \cdot L_{pb} \cdot (n \cdot l_c - 0.5L_{pc})} + 1 \quad (A3.3)$$

Por outro lado, os referidos autores sugerem que o deslocamento de cedência  $\Delta_y$  ao nível do piso  $n$  da estrutura pode ser calculado por:

$$\Delta_y = \frac{l_c^2}{6} \alpha \cdot \varphi_{yb} \left[ \left( n + \frac{1}{3} \right) + (n - 1) \right] \quad (A3.4)$$

onde  $\alpha$  é um coeficiente que relaciona a curvatura de cedência das vigas  $\varphi_{yb}$  com a curvatura dos pilares  $\varphi_c$  através de:

$$\alpha = \frac{\varphi_c}{\varphi_{yb}} \quad (\text{A3.5})$$

Substituindo a Eq. (A3.4) na Eq.(A3.3), obtém-se:

$$\mu = \frac{(\mu_\delta - 1) \cdot l \cdot \alpha \cdot l_c^2 \left( n - \frac{l}{3} \right)}{3l_b \cdot L_{pb} \cdot (n \cdot l_c - 0.5L_{pc})} + 1 \quad (\text{A3.6})$$

Considerando a sugestão dos referidos autores de tomar  $l_b \approx \frac{2}{3}l$  resulta:

$$\mu = \frac{(\mu_\delta - 1) \cdot \alpha \cdot l_c^2 \left( n - \frac{l}{3} \right)}{2L_{pb} \cdot (n \cdot l_c - 0.5L_{pc})} + 1 \quad (\text{A3.7})$$



## **Anexo A4**

# **Quadros de Pormenorização de Armaduras das Estruturas de 8 Pisos**

Apresentam-se nesta secção os quadros de pormenorização de armaduras das estruturas DCL C25 A500, DCM C25 A500, DCH C20 A400 e DCH C25 A500.

São apresentadas no Quadro A4.1 as pormenorizações de armaduras das secções extremas dos pilares e nos Quadros A4.2 e A4.3 as pormenorizações de armaduras das secções extremas das vigas da estrutura DCL C25 A500.

São apresentadas no Quadro A4.4 as pormenorizações de armaduras das secções extremas dos pilares e nos Quadros A4.5 e A4.6 as pormenorizações de armaduras das secções extremas das vigas da estrutura DCM C25 A500.

São apresentadas no Quadro A4.7 as pormenorizações de armaduras das secções extremas dos pilares e nos Quadros A4.8 e A4.9 as pormenorizações de armaduras das secções extremas das vigas da estrutura DCH C20 A400.

São apresentadas no Quadro A4.10 as pormenorizações de armaduras das secções extremas dos pilares e nos Quadros A4.11 e A4.12 as pormenorizações de armaduras das secções extremas das vigas da estrutura DCH C25 A500.

Quadro A4.1 – Armaduras dos pilares da estrutura DCL C25 A500.

Piso	Pilar	b <sub>c</sub>	h <sub>c</sub>	A <sub>slx</sub>				A <sub>slz</sub>				A <sub>sw</sub>	s	Notas	Piso	Pilar	b <sub>c</sub>	h <sub>c</sub>	A <sub>slx</sub>				A <sub>slz</sub>				A <sub>sw</sub>	s	Notas
				n <sub>1</sub>	φ <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	φ <sub>2</sub>	n <sub>1</sub>	φ <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	φ <sub>2</sub>								n <sub>1</sub>	φ <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	φ <sub>2</sub>	n <sub>1</sub>	φ <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	φ <sub>2</sub>			
1	1	0.35	0.35	2	20	1	16	2	20	1	16	4	6	8	5	1	0.30	0.30	3	12	0	0	3	12	0	0	4	6	10
	2	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	6	6		2	0.30	0.30	2	12	1	14	3	12	0	0	4	6	10
	3	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	6	6		3	0.30	0.30	2	12	1	14	3	12	0	0	4	6	10
	4	0.35	0.35	2	16	1	14	2	16	1	20	4	6	8		4	0.30	0.30	3	12	0	0	3	12	0	0	4	6	10
	5	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	6		5	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10
	6	0.45	0.45	2	16	3	14	2	16	2	14	4	6	6		6	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	8
	7	0.45	0.45	2	16	3	14	2	16	2	14	4	6	6		7	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	8
	8	0.35	0.35	2	20	1	25	2	20	1	16	4	6	6		8	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10
	9	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	6		9	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10
	10	0.45	0.45	2	16	3	14	2	16	2	14	4	6	6		10	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	8
	11	0.45	0.45	2	16	3	14	2	16	2	14	4	6	6		11	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	8
	12	0.35	0.35	2	20	1	25	2	20	1	16	4	6	6		12	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10
	13	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	6		13	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10
	14	0.45	0.45	2	16	3	14	2	16	2	14	4	6	6		14	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	8
	15	0.45	0.45	2	16	3	14	2	16	2	14	4	6	6		15	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	8
	16	0.35	0.35	2	20	1	25	2	20	1	16	4	6	6		16	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10
	17	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	6		17	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10
	18	0.45	0.45	2	16	3	14	2	16	2	14	4	6	6		18	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	8
	19	0.45	0.45	2	16	3	14	2	16	2	14	4	6	6		19	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	8
	20	0.35	0.35	2	20	1	25	2	20	1	16	4	6	6		20	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10
	21	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	10		21	0.30	0.30	3	12	0	0	3	12	0	0	4	6	10
	22	0.35	0.35	2	20	1	16	2	20	1	16	4	6	6		22	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10
	23	0.35	0.35	2	20	1	16	2	20	1	16	4	6	6		23	0.30	0.30	2	12	1	14	3	12	0	0	4	6	10
	24	0.35	0.35	2	16	1	20	2	16	1	14	4	6	8		24	0.30	0.30	2	12	1	14	4	12	0	0	4	6	10
2	1	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	2	12	4	6	10	6	1	0.30	0.30	3	12	0	0	3	12	0	0	4	6	10
	2	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	6		2	0.30	0.30	2	12	1	14	3	12	0	0	4	6	10
	3	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	6		3	0.30	0.30	2	12	1	14	3	12	0	0	4	6	10
	4	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	10		4	0.30	0.30	3	12	0	0	3	12	0	0	4	6	10
	5	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	6		5	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10
	6	0.45	0.45	3	14	2	12	2	14	4	12	4	6	8		6	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	10
	7	0.45	0.45	3	14	2	12	2	14	4	12	4	6	8		7	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	10
	8	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	6		8	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10
	9	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	6		9	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10
	10	0.45	0.45	3	14	2	12	2	14	4	12	4	6	8		10	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	10
	11	0.45	0.45	3	14	2	12	2	14	4	12	4	6	8		11	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	10
	12	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	6		12	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10
	13	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	6		13	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10
	14	0.45	0.45	3	14	2	12	2	14	4	12	4	6	8		14	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	10
	15	0.45	0.45	3	14	2	12	2	14	4	12	4	6	8		15	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	10
	16	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	6		16	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10
	17	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	6		17	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10
	18	0.45	0.45	3	14	2	12	2	14	4	12	4	6	8		18	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	10
	19	0.45	0.45	3	14	2	12	2	14	4	12	4	6	8		19	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	10
	20	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	2	12	4	6	6		20	0.30	0.30	2	14	1	12	2	14	1	12	4	6	10
	21	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	10		21	0.30	0.30	3	12	0	0	3	12	0	0	4	6	10
	22	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	6		22	0.30	0.30	2	12	1	14	3	12	0	0	4	6	10
	23	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	6		23	0.30	0.30	2	12	1	14	3	12	0	0	4	6	10
	24	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	10		24	0.30	0.30	2	12	1	14	4	12	0	0	4	6	10
3	1	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	2	12	4	6	10	7	1	0.30	0.30	3	12	0	0	3	12	0	0	4	6	10
	2	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	8		2	0.30	0.30	2	12	1	14	3	12	0	0	4	6	10
	3	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	6	8		3	0.30	0.30	2	12	1	14	3	12	0	0	4	6	10
	4	0.35	0.35	3	14	0	0	2	14	2	12	4	6	10		4	0.30	0.30	3	12	0								





Quadro A4.4 – Armaduras dos pilares da estrutura DCM C25 A500.

Piso	Pilar	b <sub>c</sub>	h <sub>c</sub>	A <sub>slx</sub>				A <sub>slz</sub>				n <sub>ram</sub>	φ <sub>sw</sub>	s	Notas	Piso	Pilar	b <sub>c</sub>	h <sub>c</sub>	A <sub>slx</sub>				A <sub>slz</sub>				n <sub>ram</sub>	φ <sub>sw</sub>	s	Notas
				n <sub>1</sub>	φ <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	φ <sub>2</sub>	n <sub>1</sub>	φ <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	φ <sub>2</sub>									n <sub>1</sub>	φ <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	φ <sub>2</sub>	n <sub>1</sub>	φ <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	φ <sub>2</sub>				
1	1	0.35	0.35	2	25	1	20	3	25	0	0	4	10	11		5	1	0.35	0.35	3	14	0	0	3	14	0	0	4	6	9	
	2	0.35	0.40	2	20	2	16	2	20	3	16	4	8	7			2	0.35	0.40	2	14	2	12	2	14	2	12	4	6	8	
	3	0.35	0.40	2	20	2	16	2	20	3	16	4	8	7			3	0.35	0.40	2	14	2	12	2	14	2	12	4	6	8	
	4	0.35	0.35	2	20	1	16	3	20	0	0	4	8	9			4	0.35	0.35	3	14	0	0	3	14	0	0	4	6	9	
	5	0.45	0.35	2	20	3	16	2	20	1	16	4	8	7	x		5	0.40	0.35	2	16	1	14	3	16	0	0	4	6	9	x
	6	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		6	0.40	0.40	2	16	3	14	2	16	2	14	4	6	7	x
	7	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		7	0.40	0.40	2	16	3	14	2	16	2	14	4	6	7	x
	8	0.45	0.35	2	16	2	14	2	16	1	20	4	8	7			8	0.40	0.35	2	16	1	14	2	16	1	14	4	6	9	x
	9	0.45	0.35	2	20	3	16	2	20	1	16	4	8	7	x		9	0.40	0.35	2	14	3	12	2	14	2	12	4	6	8	x
	10	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	12	x		10	0.40	0.40	2	16	3	14	2	16	2	14	4	6	7	x
	11	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	12	x		11	0.40	0.40	2	20	1	16	2	20	3	16	4	8	11	
	12	0.45	0.35	2	20	2	16	2	20	1	16	4	8	7			12	0.40	0.35	2	14	3	12	2	14	2	12	4	6	8	x
	13	0.45	0.35	2	20	3	16	2	20	1	16	4	8	7	x		13	0.40	0.35	2	16	1	14	2	16	1	20	4	8	9	x
	14	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	12	x		14	0.40	0.40	2	20	1	16	2	20	3	16	4	8	11	
	15	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	12	x		15	0.40	0.40	2	16	3	14	2	16	2	14	4	6	7	x
	16	0.45	0.35	2	20	2	16	2	20	1	16	4	8	9			16	0.40	0.35	2	14	3	12	2	14	2	12	4	6	8	x
	17	0.45	0.35	2	20	3	16	2	20	1	16	4	8	7	x		17	0.40	0.35	2	16	1	14	2	16	1	14	4	6	9	x
	18	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		18	0.40	0.40	2	16	3	14	2	16	2	14	4	6	7	x
	19	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	12	x		19	0.40	0.40	2	16	3	14	2	16	2	14	4	6	7	x
	20	0.45	0.35	2	16	2	14	2	16	1	20	4	8	7			20	0.40	0.35	2	16	1	14	3	16	0	0	4	6	9	x
	21	0.35	0.35	2	20	1	16	2	20	1	25	4	10	11			21	0.35	0.35	3	14	0	0	3	14	0	0	4	6	9	
	22	0.35	0.40	2	20	2	16	2	20	3	16	4	8	7			22	0.35	0.40	2	14	2	12	2	14	2	12	4	6	8	
	23	0.35	0.40	2	16	3	14	3	16	2	14	4	6	7	y		23	0.35	0.40	2	14	2	12	2	14	2	12	4	6	8	
	24	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	6	7			24	0.35	0.35	3	14	0	0	3	14	0	0	4	6	9	
2	1	0.35	0.35	2	16	2	14	2	16	1	20	4	8	9		6	1	0.35	0.35	3	14	0	0	3	14	0	0	4	6	9	
	2	0.35	0.40	2	20	2	16	2	20	3	16	4	8	9			2	0.35	0.40	2	14	2	12	2	14	2	12	4	6	8	
	3	0.35	0.40	2	20	2	16	2	20	3	16	4	8	9			3	0.35	0.40	2	14	2	12	2	14	2	12	4	6	8	
	4	0.35	0.35	2	16	1	20	2	16	2	14	4	8	9			4	0.35	0.35	3	14	0	0	3	14	0	0	4	6	9	
	5	0.45	0.35	2	20	3	16	2	20	1	16	4	8	9	x		5	0.40	0.35	2	16	1	14	3	16	0	0	4	6	9	x
	6	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	12	x		6	0.40	0.40	2	20	3	16	2	20	1	16	4	8	11	
	7	0.50	0.45	2	20	2	16	2	20	3	16	4	8	9	y		7	0.40	0.40	2	16	3	14	2	16	2	14	4	6	9	x
	8	0.45	0.35	2	16	2	14	2	16	1	20	4	8	9			8	0.40	0.35	2	16	1	14	2	16	1	14	4	6	9	x
	9	0.45	0.35	2	20	3	16	2	20	1	16	4	8	9	x		9	0.40	0.35	2	16	1	14	2	16	1	14	4	6	9	x
	10	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	12	x		10	0.40	0.40	2	16	3	14	2	16	2	14	4	6	9	x
	11	0.50	0.45	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	9	x		11	0.40	0.40	2	20	1	16	2	20	3	16	4	8	11	
	12	0.45	0.35	2	20	2	16	2	20	1	16	4	8	9			12	0.40	0.35	2	16	1	14	2	16	1	20	4	8	9	x
	13	0.45	0.35	2	20	3	16	2	20	1	16	4	8	9	x		13	0.40	0.35	2	16	1	14	2	16	1	20	4	8	9	x
	14	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	12	x		14	0.40	0.40	2	20	1	16	2	20	3	16	4	8	11	
	15	0.50	0.45	2	20	2	16	2	20	3	16	4	8	9	y		15	0.40	0.40	2	20	3	16	2	20	1	16	4	8	11	
	16	0.45	0.35	2	20	2	16	2	20	1	16	4	8	9			16	0.40	0.35	2	16	1	14	2	16	1	14	4	6	9	x
	17	0.45	0.35	2	20	3	16	2	20	1	16	4	8	9	x		17	0.40	0.35	2	16	1	14	2	16	1	14	4	6	9	x
	18	0.50	0.45	2	20	2	16	2	20	3	16	4	8	9	y		18	0.40	0.40	2	16	3	14	2	16	2	14	4	6	9	x
	19	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	12	x		19	0.40	0.40	2	20	3	16	2	20	1	16	4	8	11	
	20	0.45	0.35	2	20	2	16	3	20	0	0	4	8	9			20	0.40	0.35	2	16	1	14	3	16	0	0	4	6	9	x
	21	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	6	7			21	0.35	0.35	3	14	0	0	3	14	0	0	4	6	9	
	22	0.35	0.40	2	20	1	16	2	20	3	16	4	8	7			22	0.35	0.40	2	14	2	12	2	14	2	12	4	6	8	
	23	0.35	0.40	2	16	3	14	3	16	2	14	4	6	7	y		23	0.35	0.40	2	14	2	12	2	14	2	12	4	6	8	
	24	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	6	7			24	0.35	0.35	3	14	0	0	3	14	0	0	4	6	9	
3	1	0.35	0.35	2	16	1	14	3	16	0	0	4	6	7		7	1	0.35	0.35	3	14	0	0	3	14	0	0	4	6	9	
	2	0.35	0.40	2	14	2	12	2	14	3	12	4	6	6	y		2	0.35	0.35	3											





Quadro A4.7 – Armaduras dos pilares da estrutura DCH C20 A400.

Piso	Pilar	b <sub>c</sub>	h <sub>c</sub>	A <sub>slz</sub>				A <sub>slx</sub>				A <sub>sw</sub>				Notas	Piso	Pilar	b <sub>c</sub>	h <sub>c</sub>	A <sub>slz</sub>				A <sub>slx</sub>				A <sub>sw</sub>				Notas
				n <sub>1</sub>	φ <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	φ <sub>2</sub>	n <sub>1</sub>	φ <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	φ <sub>2</sub>	nram	φ <sub>sw</sub>	s	n <sub>1</sub>						φ <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	φ <sub>2</sub>	nram	φ <sub>sw</sub>	s	n <sub>1</sub>	φ <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	φ <sub>2</sub>	nram	φ <sub>sw</sub>	
1	1	0.35	0.35	3	25	0	0	2	25	1	20	4	10	8		5	1	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7			
	2	0.45	0.45	2	25	2	20	3	25	2	20	4	10	10	y		2	0.35	0.45	2	20	1	16	3	20	2	16	4	8	8			
	3	0.45	0.45	2	25	2	20	3	25	2	20	4	10	10	y		3	0.35	0.45	2	20	1	16	3	20	2	16	4	8	8			
	4	0.35	0.35	2	20	2	16	2	20	1	25	4	10	8			4	0.35	0.35	2	16	1	14	3	16	0	0	4	8	7			
	5	0.45	0.40	2	25	3	20	2	25	1	20	4	10	10	x		5	0.40	0.40	2	16	2	14	2	16	3	14	4	8	7			
	6	0.55	0.55	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		6	0.45	0.50	2	16	3	14	2	16	3	14	6	8	7			
	7	0.55	0.55	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		7	0.45	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	8	0.45	0.40	2	25	3	20	2	25	1	20	4	10	10	x		8	0.40	0.40	2	16	1	14	2	16	3	14	4	8	7			
	9	0.45	0.40	2	25	3	20	2	25	1	20	4	10	10	x		9	0.40	0.40	2	16	2	14	2	16	3	14	4	8	7			
	10	0.55	0.55	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		10	0.45	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	11	0.55	0.55	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		11	0.45	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	12	0.45	0.40	2	25	3	20	2	25	1	20	4	10	10	x		12	0.40	0.40	2	16	1	14	2	16	3	14	4	8	7			
	13	0.45	0.40	2	25	3	20	2	25	1	20	4	10	10	x		13	0.40	0.40	2	16	2	14	2	16	3	14	4	8	7			
	14	0.55	0.55	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		14	0.45	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	15	0.55	0.55	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		15	0.45	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	16	0.45	0.40	2	25	3	20	2	25	1	20	4	10	10	x		16	0.40	0.40	2	16	1	14	2	16	3	14	4	8	7			
	17	0.45	0.40	2	25	3	20	2	25	1	20	4	10	10	x		17	0.40	0.40	2	16	2	14	2	16	3	14	4	8	7			
	18	0.55	0.55	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		18	0.45	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	19	0.55	0.55	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		19	0.45	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	20	0.45	0.40	2	25	3	20	2	25	1	20	4	10	10	x		20	0.40	0.40	2	16	1	14	2	16	3	14	4	8	7			
	21	0.35	0.35	2	20	1	25	2	20	2	16	4	10	8			21	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7			
	22	0.45	0.45	2	25	2	20	2	25	3	20	4	10	10	y		22	0.35	0.45	2	16	3	14	2	16	3	14	4	8	7			
	23	0.45	0.45	2	25	2	20	2	25	3	20	4	10	10	y		23	0.35	0.45	2	20	1	16	2	20	2	16	4	8	8			
	24	0.35	0.35	2	20	2	16	3	20	0	0	4	8	8			24	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	2	12	4	8	6			
2	1	0.35	0.35	3	25	0	0	2	25	1	20	4	10	8		6	1	0.35	0.35	2	16	1	14	3	16	0	0	4	8	7			
	2	0.45	0.45	2	25	2	20	3	25	2	20	4	10	10	y		2	0.35	0.45	2	20	1	16	3	20	2	16	4	8	8			
	3	0.45	0.45	2	25	2	20	3	25	2	20	4	10	10	y		3	0.35	0.45	2	20	1	16	3	20	2	16	4	8	8			
	4	0.35	0.35	2	20	2	16	2	20	1	25	4	10	8			4	0.35	0.35	2	16	1	14	3	16	0	0	4	8	7			
	5	0.45	0.40	2	25	3	20	2	25	1	20	4	10	10	x		5	0.40	0.40	2	16	2	14	2	16	3	14	4	8	7			
	6	0.55	0.55	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		6	0.45	0.50	2	16	3	14	2	16	3	14	6	8	7			
	7	0.55	0.55	2	20	2	16	2	20	3	16	4	8	8	y		7	0.45	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	8	0.45	0.40	2	14	4	12	3	14	2	12	4	8	6	y		8	0.40	0.40	2	16	1	14	2	16	3	14	4	8	7			
	9	0.45	0.40	2	25	3	20	2	25	1	20	4	10	10	x		9	0.40	0.40	2	16	2	14	2	16	3	14	4	8	7			
	10	0.55	0.55	2	20	2	16	2	20	3	16	4	8	8	y		10	0.45	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	11	0.55	0.55	2	20	2	16	2	20	3	16	4	8	8	y		11	0.45	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	12	0.45	0.40	2	16	2	14	2	16	3	14	4	8	7			12	0.40	0.40	2	16	1	14	2	16	3	14	4	8	7			
	13	0.45	0.40	2	25	3	20	2	25	1	20	4	10	10	x		13	0.40	0.40	2	16	2	14	2	16	3	14	4	8	7			
	14	0.55	0.55	2	20	2	16	2	20	3	16	4	8	8	y		14	0.45	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	15	0.55	0.55	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8	x		15	0.45	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	16	0.45	0.40	2	14	4	12	3	14	2	12	4	8	6	y		16	0.40	0.40	2	16	1	14	2	16	3	14	4	8	7			
	17	0.45	0.40	2	25	3	20	2	25	1	20	4	10	10	x		17	0.40	0.40	2	16	2	14	2	16	3	14	4	8	7			
	18	0.55	0.55	2	20	2	16	2	20	3	16	4	8	8	y		18	0.45	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	19	0.55	0.55	2	20	2	16	2	20	3	16	4	8	8	y		19	0.45	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	20	0.45	0.40	2	14	4	12	3	14	2	12	4	8	6	y		20	0.40	0.40	2	16	1	14	2	16	3	14	4	8	7			
	21	0.35	0.35	2	20	1	25	2	20	2	16	4	10	8			21	0.35	0.35	3	16	0	0	2	16	1	14	4	8	7			
	22	0.45	0.45	2	25	2	20	2	25	3	20	4	10	10	y		22	0.35	0.45	2	14	2	12	2	14	3	12	4	6	6			
	23	0.45	0.45	2	25	2	20	2	25	3	20	4	10	10	y		23	0.35	0.45	2	20	1	16	2	20	2	16	4	8	8			
	24	0.35	0.35	2	20	2	16	3	20	0	0	4	8	8			24	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	2	12	4	8	6			
3	1	0.35	0.35	2	16	1	20	2	16	2	14	4	8	7		7	1	0.35	0.35	2	16	1	14	3	16	0	0	4	8	7			
	2	0.45	0.45	2	20	2	16	3	20	2	16	4	8	8	y		2	0.35	0.40	2	20	1	16	3	20	2	16	4	8	8			
	3	0.45	0.45	2	20	2	16	3	20	2	1																						





Quadro A4.10 – Armaduras dos pilares da estrutura DCH C25 A500.

Piso	Pilar	b <sub>c</sub>	h <sub>c</sub>	A <sub>slx</sub>				A <sub>slz</sub>				A <sub>sw</sub>				Notas	Piso	Pilar	b <sub>c</sub>	h <sub>c</sub>	A <sub>slx</sub>				A <sub>slz</sub>				A <sub>sw</sub>				Notas
				n <sub>1</sub>	φ <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	φ <sub>2</sub>	n <sub>1</sub>	φ <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	φ <sub>2</sub>	nram	φ <sub>sw</sub>	s	n <sub>1</sub>						φ <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	φ <sub>2</sub>	n <sub>1</sub>	φ <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	φ <sub>2</sub>	nram	φ <sub>sw</sub>	s			
1	1	0.40	0.35	2	25	1	20	3	25	0	0	4	10	8		5	1	0.35	0.35	2	14	2	12	2	14	1	16	4	8	6			
	2	0.45	0.45	2	25	2	20	2	25	3	20	4	10	10	y		2	0.40	0.45	2	20	1	16	2	20	3	16	4	8	8			
	3	0.45	0.45	2	25	2	20	2	25	3	20	4	10	10	y		3	0.40	0.45	2	20	1	16	2	20	3	16	4	8	8			
	4	0.40	0.35	2	25	1	20	3	25	0	0	4	10	8			4	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	2	12	4	8	6			
	5	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		5	0.45	0.45	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	6	0.55	0.50	3	20	2	16	2	20	3	16	6	8	8			6	0.45	0.50	4	16	0	0	4	16	0	0	4	8	8			
	7	0.55	0.50	3	20	2	16	2	20	3	16	6	8	8			7	0.45	0.50	4	16	0	0	4	16	0	0	4	8	8			
	8	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		8	0.45	0.45	2	16	2	14	2	16	2	14	4	8	7			
	9	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		9	0.45	0.45	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	10	0.55	0.50	3	20	2	16	2	20	3	16	6	8	8			10	0.45	0.50	4	16	0	0	4	16	0	0	4	8	8			
	11	0.55	0.50	3	20	2	16	2	20	3	16	6	8	8			11	0.45	0.50	4	16	0	0	4	16	0	0	4	8	8			
	12	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		12	0.45	0.45	2	16	2	14	2	16	2	14	4	8	7			
	13	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		13	0.45	0.45	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	14	0.55	0.50	3	20	2	16	2	20	3	16	6	8	8			14	0.45	0.50	4	16	0	0	4	16	0	0	4	8	8			
	15	0.55	0.50	3	20	2	16	2	20	3	16	6	8	8			15	0.45	0.50	4	16	0	0	4	16	0	0	4	8	8			
	16	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		16	0.45	0.45	2	16	2	14	2	16	2	14	4	8	7			
	17	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		17	0.45	0.45	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	18	0.55	0.50	3	20	2	16	2	20	3	16	6	8	8			18	0.45	0.50	4	16	0	0	4	16	0	0	4	8	8			
	19	0.55	0.50	3	20	2	16	2	20	3	16	6	8	8			19	0.45	0.50	4	16	0	0	4	16	0	0	4	8	8			
	20	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		20	0.45	0.45	2	16	2	14	2	16	2	14	4	8	7			
	21	0.40	0.35	2	25	1	20	3	25	0	0	4	10	8			21	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	8	6			
	22	0.45	0.45	2	25	2	20	2	25	3	20	4	10	10	y		22	0.40	0.45	2	16	3	14	2	16	2	14	4	8	7			
	23	0.45	0.45	2	25	2	20	2	25	3	20	4	10	10	y		23	0.40	0.45	2	16	3	14	2	16	2	14	4	8	7			
	24	0.40	0.35	2	20	1	16	2	20	1	25	4	10	8			24	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	2	12	4	8	6			
2	1	0.40	0.35	2	25	1	20	3	25	0	0	4	10	8		6	1	0.35	0.35	2	14	2	12	2	14	1	16	4	8	6			
	2	0.45	0.45	2	25	2	20	2	25	3	20	4	10	10	y		2	0.40	0.45	2	20	1	16	2	20	3	16	4	8	8			
	3	0.45	0.45	2	25	2	20	2	25	3	20	4	10	10	y		3	0.40	0.45	2	20	1	16	2	20	3	16	4	8	8			
	4	0.40	0.35	2	25	1	20	3	25	0	0	4	10	8			4	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	2	12	4	8	6			
	5	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		5	0.45	0.45	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	6	0.55	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8	x		6	0.45	0.50	4	16	0	0	4	16	0	0	4	8	8			
	7	0.55	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8	x		7	0.45	0.50	4	16	0	0	4	16	0	0	4	8	8			
	8	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		8	0.45	0.45	2	16	2	14	2	16	2	14	4	8	7			
	9	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		9	0.45	0.45	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	10	0.55	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8	x		10	0.45	0.50	4	16	0	0	4	16	0	0	4	8	8			
	11	0.55	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8	x		11	0.45	0.50	4	16	0	0	4	16	0	0	4	8	8			
	12	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		12	0.45	0.45	2	16	2	14	2	16	2	14	4	8	7			
	13	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		13	0.45	0.45	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	14	0.55	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8	x		14	0.45	0.50	4	16	0	0	4	16	0	0	4	8	8			
	15	0.55	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8	x		15	0.45	0.50	4	16	0	0	4	16	0	0	4	8	8			
	16	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		16	0.45	0.45	2	16	2	14	2	16	2	14	4	8	7			
	17	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		17	0.45	0.45	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8			
	18	0.55	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8	x		18	0.45	0.50	4	16	0	0	4	16	0	0	4	8	8			
	19	0.55	0.50	2	20	3	16	2	20	2	16	4	8	8	x		19	0.45	0.50	4	16	0	0	4	16	0	0	4	8	8			
	20	0.50	0.45	2	25	3	20	2	25	2	20	4	10	10	x		20	0.45	0.45	2	16	2	14	2	16	2	14	4	8	7			
	21	0.40	0.35	2	25	1	20	3	25	0	0	4	10	8			21	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	1	12	4	8	6			
	22	0.45	0.45	2	25	2	20	2	25	3	20	4	10	10	y		22	0.40	0.45	2	16	3	14	2	16	2	14	4	8	7			
	23	0.45	0.45	2	25	2	20	2	25	3	20	4	10	10	y		23	0.40	0.45	2	16	3	14	2	16	2	14	4	8	7			
	24	0.40	0.35	2	20	1	16	2	20	1	25	4	10	8			24	0.35	0.35	2	14	1	16	2	14	2	12	4	8	6			
3	1	0.40	0.35	2	14	2	16	1	20	4	8	7		7	1	0.35	0.35	2	14	2	12	2	14	1	16	4	8	6					
	2	0.45	0.45	2	20	2	16	2	20	3	16	4	8		8	y	2	0.40	0.45	2	20	1	16	2	20	3	16	4	8	8			
	3	0.45	0.45	2	20	2	16	2	20	3	16	4	8		8	y	3	0.40	0.45	2	20	1	16	2	2								







## Bibliografia Complementar

### B

Bommer, J. J. and Elnashai, A. S., (1999), *Displacement Spectra For Seismic Design*, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 3, N° 1, pp. 1-32.

### C

Calvi, G. M., (1998), *Performance-Based Approaches for Seismic Assessment of Existing Structures*, Opening Lecture, *Proceedings of the 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, France.

Chandler, A. M., Tsangaris, M., Lam, N. T. K., Wilson, J. L., Edwards, M., Hutchinson, G. L., (1998), *Seismic Performance of RC Structures Using Displacement Based Principles*, *Proceedings of the 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, France.

CEC, (1988), *Structures in Seismic Regions – Design – Seminar on Eurocode 8, Presentations and Design Examples*, Industrial Processes, Building and Civil Engineering, DGIII/8076/89EN.

## E

ECOEST – PREC8, (1997), *Numerical Investigations on the Seismic Response of R.C. Frames Designed in Accordance with Eurocode 8*, European Consortium of Earthquake Shaking Tables – Prenormative Research in Support of Eurocode 8, Ed. Eduardo C. Carvalho and Ema Coelho, Report n° 7.

## F

Fajfar, P., (1998), *Trends in Seismic and Performance Evaluation Approaches*, Invited Lecture, *Proceedings of the 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, France.

Fardis, M. N., Panagiotakos, T. B. (1997), *Displacement-Based Design of RC Buildings: Proposed Approach and Application*, *Proceedings of the Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Bled, Slovenia, Balkema, Rotterdam.

## G

Garcia, L. E., (1996), *Economic Considerations of Displacement-Based Seismic Design of Structural Concrete Buildings*, *Structural Engineering International*, n° 4.

Ghali, A., Neville, A. M., (1972), *Structural Analysis – A Unified Classical and Matrix Approach*, Intext Educational Publishers.

## H

Hamburger, R. O., (1997), *Defining Performance Objectives*, *Proceedings of the Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Bled, Slovenia, Balkema, Rotterdam.

## K

Kelly, T. E., Chambers, J. D., (2000), *Analysis Procedures for Performance Based Design*, *Proceedings of the 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*. New Zealand, Paper n°2400.

## L

Lobo, J. B. B. F., (1999), *Estruturas Reticuladas de Betão Armado – Discussão dos Conceitos Teóricos Subjacentes ao Eurocódigo 8 e das suas Consequências Práticas no Projecto*, Tese de Mestrado em Engenharia de Estruturas, IST, Lisboa.

## M

Medhekar, M. S., Kennedy, D. J. L., (2000), *Displacement-Based Seismic Design of Buildings – Theory*, *Engineering Structures*, n° 22, pp. 201-209.

Medhekar, M. S., Kennedy, D. J. L., (2000), *Displacement-Based Seismic Design of Buildings – Application*, *Engineering Structures*, n° 22, pp. 210-221

## P

Park, Y. J., Ang, A. H-S., (1987), *Damage Limiting Aseismic Design of Buildings*, ASCE, *Earthquake Spectra*, Vol. 3, n° 1.

Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., (1997), *Concepts and Procedures for Direct Displacement Based Design and Assessment*, *Proceedings of the Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Bled, Slovenia, Balkema, Rotterdam.





